

DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS EM ZONA DE SISMICIDADE ELEVADA

HUGO MIGUEL DA SILVA TEIXEIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Xavier das Neves Romão

JUNHO DE 2017

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2016/2017 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2017.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais

*The life work of the engineer consists in the systematic application of natural forces
and the systematic development of natural resources in the service of man*

Harry Walter Tyler

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor Xavier Romão, agradeço todos os conselhos, a oportunidade, a disponibilidade e todo o apoio prestado.

Aos meus pais, Carlos e Amélia, e irmão Francisco o meu muito obrigada pela paciência, compreensão e grande disponibilidade para me auxiliarem nesta caminhada.

Gostaria de agradecer a minha tia Otília pela ajuda demonstrada não só ao longo desta dissertação, mas também ao longo de todo o percurso académico.

Agradecer à Leandra, o meu pilar ao longo deste percurso, por toda a motivação e apoio constante. Obrigada pela paciência e pela imensa prontidão.

Agradecer também aos meus amigos de infância pelo apoio demonstrado, assim como aos meus amigos de faculdade que me acompanharam neste percurso, mas de certeza que vão continuar para a vida. Agradecer ao Luís pelo trabalho de equipa realizado ao longo destes últimos meses.

RESUMO

Na presente dissertação vai ser estudada a compatibilidade entre a Parte 1 e a Parte 3 do Eurocódigo 8. A Parte 1 destina-se ao dimensionamento de estruturas em zonas sísmicas enquanto a Parte 3 destina-se à verificação de estruturas existentes a ações sísmicas. De modo a poder ser realizada esta comparação, nesta dissertação irá dimensionar-se dois edifícios para duas classes de ductilidade diferentes de modo a poder fazer-se a verificação de estruturas acabadas de construir que cumpre com todas as normas impostas pela Parte 1 do Eurocódigo 8.

O edifício será dimensionado para Lagos sendo situando-se numa zona de sismicidade elevada. A estrutura a dimensionar será um edifício regular de 4 pisos. Irá dimensionar-se uma estrutura com baixa ductilidade e uma estrutura com média ductilidade. Nestes dimensionamentos irá utilizar-se o método das forças laterais. Esta dissertação também permite uma comparação entre as dimensões de secções transversais dos elementos estruturais assim como as armaduras a dispor longitudinalmente e transversalmente entre as duas estruturas dimensionadas.

Na Parte 3 do Eurocódigo 8 serão realizadas as verificações para os três estados limite descritos (estado limite Damage Limitation, estado limite Significant Damage e o estado limite Near Collapse). Antes de se fazer a verificação de segurança é necessário apurar se o método das forças laterais pode ser aplicado. Para ambas as estruturas a aplicabilidade do método será validada através da razão entre os momentos aplicados na estrutura e os momentos de cedência e através da razão entre a rotação da corda e a rotação de cedência do elemento. Será realizada a verificação dos mecanismos dúcteis através da rotação da corda e a verificação dos mecanismos frágeis através da comparação do esforço transversal atuante nas estruturas com o esforço resistente calculado através do Eurocódigo 8-Parte 3.

As verificações acima mencionadas serão realizadas considerando duas rigidezes: 50% da rigidez para a consideração dos efeitos de fendilhação tal como realizado no dimensionamento, e também uma rigidez calculada por um método proposto pelo EC8-3.

Tanto no dimensionamento pelo Eurocódigo 8-Parte 1 como na verificação da estrutura pelo Eurocódigo 8-Parte 3 irá utilizar-se o programa de cálculo Autodesk Robot Structural Analysis 2017.

PALAVRAS-CHAVE: Eurocódigo 8, ação sísmica, método das forças laterais, dimensionamento estrutural, verificação de segurança de estruturas existentes.

ABSTRACT

In the following dissertation the compatibility between Part 1 and Part 3 of the Eurocode 8 will be studied. Part 1 is dedicated to the design of structures in seismic zones while Part 3 is dedicated to the verification of existing structures under seismic actions. In order to make this comparison, two buildings with two different ductility classes will be designed, so that the verification of recently built structures in accordance with the imposed rules by Part 1 of the Eurocode 8 can be made.

The building will be designed for Lagos and is in a high seismic activity zone. The structure being designed is a regular building with 4 floors. Both a high and low ductility structure will be designed. The lateral forces method will be used for both of them. This dissertation also allows a comparison between the dimension of the cross sections of the structural elements as well as the longitudinal and transverse reinforcements between both of the designed structures.

In Part 3 of the Eurocode 8 the verifications regarding the three given limit states will be carried out: Damage Limitation Limit State, Significant Damage Limit State and Near Collapse Limit State. Before doing so it is necessary to check if the lateral forces method can be applied. For both structures suitability of this method will be validated through the ratios between the applied moments in the structure and the yield moment and by the ratio between the chord rotation and the yield rotation of the element. A verification of the ductile mechanisms will be made through the chord rotations and a verification of the fragile mechanisms by comparing the shear force acting on the structure with the resisting force calculated through Eurocode 8-Part 3.

The forementioned verifications will be carried out considering two different stiffnesses: 50% stiffness to take into account the effects of cracking as was used during the initial design, as well as a stiffness calculated by a method proposed by the EC8-3.

For the design by the Eurocode 8- Part 1, as well as for the verification of the structure by the Eurocode 8- Part 3, the software Autodesk Robot Structural Analysis 2017 will be used.

KEYWORDS: Eurocode 8, Seismic Actions; Lateral Forces Method; Structural Design; Safety verification of existing structures.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DESTA DISSERTAÇÃO	2
2. EUROCÓDIGO 8 - PARTE 1	5
2.1. AÇÃO SÍSMICA	5
2.1.1. CONDIÇÕES DO TERRENO	5
2.1.2. ZONAS SÍSMICAS	6
2.1.3. ESPECTRO DE RESPOSTA	6
2.2. PROJETO DE EDIFÍCIOS	8
2.2.1. PRINCÍPIOS BÁSICOS DE CONCEÇÃO DE EDIFÍCIO	8
2.2.2. CRITÉRIO DE REGULARIDADE ESTRUTURAL	9
2.2.2.1. Critério de regularidade em planta	10
2.2.2.2. Critério de regularidade em altura	10
2.2.3. COEFICIENTES DE COMBINAÇÃO PARA AS AÇÕES VARIÁVEIS	11
2.2.4. CLASSES DE IMPORTÂNCIA E COEFICIENTES DE IMPORTÂNCIA	11
2.3. ANÁLISE ESTRUTURAL	12
2.3.1. EFEITOS ACIDENTAIS DE TORÇÃO	13
2.3.2. MÉTODOS DE ANÁLISE	13
2.3.3. COMBINAÇÃO DOS EFEITOS DAS COMPONENTES DA AÇÃO SÍSMICA	14
2.3.4. CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS	14
2.4. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA	15
2.4.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO	15
2.4.2. LIMITAÇÃO DE DANOS	16
2.5. REGRAS ESPECÍFICAS PARA EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO	17
2.5.1. CAPACIDADE DE DISSIPAÇÃO DE ENERGIA E CLASSES DE DUCTILIDADE	17
2.5.2. TIPOS DE ESTRUTURA	17

2.5.3. COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO.....	17
2.5.4. REGRAS DE CÁLCULO E CONDIÇÕES DE DUCTILIDADE LOCAL PARA AS CLASSES DE DUCTILIDADE MÉDIA E ALTA	19
2.6. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS PARA A CLASSE DE DUCTILIDADE BAIXA	19
2.7. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS PARA A CLASSE DE DUCTILIDADE MÉDIA	20
2.7.1. MATERIAIS.....	20
2.7.2. RESTRIÇÕES GEOMÉTRICAS	20
2.7.3. ESFORÇOS DE CÁLCULO	20
2.7.3.1. Vigas	20
2.7.3.2. Pilares	21
2.7.4. VERIFICAÇÕES EM RELAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	23
2.7.5. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS.....	23
2.7.5.1. Vigas	23
2.7.5.2. Pilares	24
2.7.5.3. Nós viga-pilar.....	26
 3. EUROCÓDIGO 8 - PARTE 3	 27
3.1. EXIGÊNCIAS DE DESEMPENHO ESTRUTURAL	27
3.1.1. ESTADOS LIMITE.....	27
3.1.2. NÍVEIS DE CONHECIMENTO	28
3.2. AVALIAÇÃO	31
3.2.1. AÇÃO SÍSMICA E COMBINAÇÃO SÍSMICA DE AÇÕES	31
3.2.2. MODELO ESTRUTURAL	32
3.2.3. MÉTODOS DE ANÁLISE.....	32
3.2.4. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA PARA O MÉTODO DAS FORÇAS LATERAIS.....	32
3.2.5. MODELOS DE CAPACIDADE PARA A AVALIAÇÃO DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO	33
3.2.5.1. Vigas, pilares e paredes sujeitos a flexão simples ou flexão composta	33
3.2.5.2. Vigas, pilares e paredes sujeitos a esforço transversal.....	36
 4. DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO PARA AS CLASSES DE DUCTILIDADE BAIXA E MÉDIA	 37
4.1. ENQUADRAMENTO	37
4.2. MATERIAIS	37
4.3. AÇÕES	38

4.3.1. CARGAS PERMANENTES.....	38
4.3.2. SOBRECARGAS.....	38
4.3.3. COMBINAÇÃO DE AÇÕES	38
4.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO	39
4.4.1. PILARES.....	40
4.2.2. VIGAS	40
4.5. MODELAÇÃO	41
4.6. DIMENSIONAMENTO DO EDIFÍCIO PARA A CLASSE DE DUCTILIDADE BAIXA	42
4.6.1. ANÁLISE DA REGULARIDADE DA ESTRUTURA.....	43
4.6.2. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO, FREQUÊNCIA DA ESTRUTURA E ESPECTRO DE CÁLCULO	43
4.6.3. MÉTODO DE ANÁLISE POR FORÇAS LATERAIS	45
4.6.4. VERIFICAÇÃO DO ESTADO DE LIMITAÇÃO DE DANOS	46
4.6.5. VERIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM	47
4.6.6. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS E TRANSVERSAIS DAS VIGAS	48
4.6.7. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS E TRANSVERSAIS DOS PILARES	50
4.7. DIMENSIONAMENTO DO EDIFÍCIO PARA A CLASSE DE DUCTILIDADE MÉDIA	54
4.7.1. ANÁLISE DA REGULARIDADE DA ESTRUTURA.....	54
4.7.2. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO, FREQUÊNCIA DA ESTRUTURA E ESPECTRO DE CÁLCULO	54
4.7.3. MÉTODO DE ANÁLISE POR FORÇAS LATERAIS	56
4.7.4. VERIFICAÇÃO DO ESTADO DE LIMITAÇÃO DE DANOS	57
4.7.5. VERIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM	58
4.7.6. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS.....	59
4.7.6.1. Armadura longitudinal nas vigas	59
4.7.6.2. Armadura longitudinal nos pilares	61
4.7.7. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS	69
4.7.7.1. Armadura transversal nas vigas	69
4.7.7.2. Armadura transversal nos pilares.....	70
4.8. COMPARAÇÃO ENTRE CLASSES DE DUCTILIDADE	72
 5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DOS EDIFÍCIOS DIMENSIONADOS PARA AS CLASSES DE DUCTILIDADE BAIXA E MÉDIA.....	 75
5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	75
5.2. APLICABILIDADE DO MÉTODO DAS FORÇAS LATERAIS	75

5.2.1. ESTRUTURA COM BAIXA DUCTILIDADE	76
5.2.1.1. Estado limite Damage Limitation	78
5.2.1.2. Estado limite Significant Damage	81
5.2.1.3. Estado limite Near Collapse.....	84
5.2.2. ESTRUTURA COM MÉDIA DUCTILIDADE.....	88
5.2.2.1. Estado limite Damage Limitation	90
5.2.2.2. Estado limite Significant Damage	92
5.2.2.3. Estado limite Near Collapse.....	95
5.3. VERIFICAÇÃO DOS MECANISMOS DÚCTEIS	99
5.3.1. VERIFICAÇÃO PARA O ESTADO LIMITE DAMAGE LIMITATION	99
5.3.1.1. Estrutura de baixa ductilidade	99
5.3.1.2. Estrutura de média ductilidade	103
5.3.2. VERIFICAÇÃO PARA O ESTADO LIMITE SIGNIFICANT DAMAGE	108
5.3.2.1. Estrutura de baixa ductilidade	108
5.3.2.2. Estrutura de média ductilidade	113
5.3.3. VERIFICAÇÃO PARA O ESTADO LIMITE NEAR COLLAPSE.....	117
5.3.3.1. Estrutura de baixa ductilidade	117
5.3.3.2. Estrutura de média ductilidade	121
5.4. VERIFICAÇÃO DOS MECANISMOS FRÁGEIS	127
5.4.1. ESTRUTURA DE BAIXA DUCTILIDADE	127
5.4.2. ESTRUTURA DE MÉDIA DUCTILIDADE	130
 6. CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	 135

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas (EN 1998-1)	21
Figura 2 - Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transverso em pilares (EN 1998-1)	22
Figura 3 - Largura efetiva do banzo b_{eff} (EN 1998-1)	23
Figura 4 - Confinamento do núcleo de betão (EN 1998-1)	26
Figura 5 - Planta do edifício em estudo.....	39
Figura 6 - Modelo tridimensional da estrutura no programa Autodesk Robot Structural Analysis 2017.....	41
Figura 7 - Representação esquemática da viga.....	42
Figura 8 - Espectros de cálculo para a estrutura de ductilidade baixa.....	45
Figura 9 - Espectros de cálculo para a estrutura de média ductilidade	56
Figura 10 - Momentos existentes num nó para o dimensionamento pela capacidade real (Costa, A., 2011)	61
Figura 11 - Distribuição de momentos pelo pilar superior e inferior do nó (Costa, A., 2011)....	61
Figura 12 - Verificação pelo programa XD-CoSec da segurança nos pilares de canto no nível entre 0-1	65
Figura 13 - Verificação pelo programa XD-CoSec da segurança nos pilares laterais no nível entre 0-1	67
Figura 14 - Verificação pelo programa XD-CoSec da segurança nos pilares laterais no nível entre 2-3	68
Figura 15 - Combinação necessária no cálculo do esforço transverso na viga pela capacidade real (Costa, A., 2011)	69
Figura 16 - Momentos atuantes no cálculo do esforço transverso nos pilares pela capacidade real (adaptado de Costa, A., 2011).....	70
Figura 17 - ρ dos pilares para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Damage Limitation	79
Figura 18 - ρ das vigas para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Damage Limitation	80
Figura 19 - ρ dos pilares para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Damage Limitation 2	80
Figura 20 - ρ das vigas para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Damage Limitation	81
Figura 21 - ρ dos pilares para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Significant Damage.....	82

Figura 22 - ρ das vigas para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Significant Damage.....	83
Figura 23 - ρ dos pilares para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Significant Damage.....	83
Figura 24 - ρ das vigas para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Significant Damage.....	84
Figura 25 - ρ dos pilares para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Near Collapse	85
Figura 26 - ρ das vigas para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Near Collapse	86
Figura 27 - ρ dos pilares para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Near Collapse	87
Figura 28 - ρ das vigas para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Near Collapse	87
Figura 29 - ρ dos pilares para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Damage Limitation	91
Figura 30 - ρ das vigas para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Damage Limitation	91
Figura 31 - ρ dos pilares para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Damage Limitation	92
Figura 32 - ρ das vigas para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Damage Limitation	92
Figura 33 - ρ dos pilares para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Significant Damage.....	94
Figura 34 - ρ das vigas para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Significant Damage.....	94
Figura 35 - ρ dos pilares para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Significant Damage.....	95
Figura 36 - ρ das vigas para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Significant Damage.....	95
Figura 37 - ρ dos pilares para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Near Collapse	97
Figura 38 - ρ das vigas para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Near Collapse	97
Figura 39 - ρ dos pilares para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Near Collapse	98
Figura 40 - ρ das vigas para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Near Collapse	98
Figura 41 - Relação θ/θ_y para os pilares na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez	100

Figura 42 - Relação θ/θ_y para as vigas na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez	101
Figura 43 - Relação θ/θ_y para os pilares na estrutura de baixa ductilidade para a rigidez calculada pelo EC8-3	102
Figura 44 - Relação θ/θ_y para as vigas na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3	103
Figura 45 - Relação θ/θ_y para os pilares na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez	104
Figura 46 - Relação θ/θ_y para as vigas na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez	105
Figura 47 - Relação θ/θ_y para os pilares na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3	106
Figura 48 - Relação θ/θ_y para as vigas na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3	107
Figura 49 - Relação θ/θ_{SD} para os pilares na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez	109
Figura 50 - Relação θ/θ_{SD} para as vigas na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez	110
Figura 51 - Relação θ/θ_{SD} para os pilares na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3	111
Figura 52 - Relação θ/θ_{SD} para as vigas na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3	112
Figura 53 - Relação θ/θ_{SD} para os pilares na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez	113
Figura 54 - Relação θ/θ_{SD} para as vigas na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez	114
Figura 55 - Relação θ/θ_{SD} para os pilares na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3	115
Figura 56 - Relação θ/θ_{SD} para as vigas na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3	116
Figura 57 - Relação θ/θ_{um} para os pilares na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez	118
Figura 58 - Relação θ/θ_{um} para as vigas na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez	119
Figura 59 - Relação θ/θ_{um} para os pilares na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3	120
Figura 60 - Relação θ/θ_{um} para as vigas na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3	121
Figura 61 - Relação θ/θ_{um} para os pilares na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez	122

Figura 62 - Relação θ/θ_{um} para as vigas na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez	123
Figura 63 - Relação θ/θ_{um} para os pilares na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3	124
Figura 64 - Relação θ/θ_{um} para as vigas na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3	125
Figura 65 - Verificação do esforço transversal para os pilares na direção X para a estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez	128
Figura 66 - Verificação do esforço transversal para os pilares na direção Y para a estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez	128
Figura 67 - Verificação do esforço transversal nas vigas para a estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez	129
Figura 68 - Verificação do esforço transversal para os pilares na direção X para a estrutura de baixa ductilidade com a rigidez calculada pelo EC8-3.....	129
Figura 69 - Verificação do esforço transversal para os pilares na direção Y para a estrutura de baixa ductilidade com a rigidez calculada pelo EC8-3.....	130
Figura 70 - Verificação do esforço transversal nas vigas para a estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3.....	130
Figura 71 - Verificação do esforço transversal para os pilares na direção X para a estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez	131
Figura 72 - Verificação do esforço transversal para os pilares na direção Y para a estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez	132
Figura 73 - Verificação do esforço transversal nas vigas para a estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez	132
Figura 74 - Verificação do esforço transversal para os pilares na direção X para a estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3	133
Figura 75 - Verificação do esforço transversal para os pilares na direção Y para a estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3	133
Figura 76 - Verificação do esforço transversal nas vigas para a estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3	134

ÍNDICE DE QUADROS

Tabela 1 – Aceleração máxima de referência a_{gR} nas várias zonas sísmicas.....	6
Tabela 2 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 1	7
Tabela 3 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 2	8
Tabela 4 – Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico.....	9
Tabela 5 – Valores de φ para calcular Ψ_{EI}	11
Tabela 6 – Classes de importância para os edifícios de acordo com o EC8-1	12
Tabela 7 – Coeficientes de importância γ_i	12
Tabela 8 – Valores do coeficiente de redução ν	16
Tabela 9 – Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura	18
 Tabela 10 – Requisitos mínimos para os diferentes níveis de inspeção e ensaio.....	 30
Tabela 11 – Níveis de Conhecimento, correspondentes métodos de análise e fatores de confiança	31
Tabela 12 – Critérios de análise e verificação de segurança para o Método das Forças Laterais	33
 Tabela 13 – Características do betão a utilizar	 37
Tabela 14 – Características do aço a utilizar	38
Tabela 15 – Classificação dos elementos estruturais nos grupos respetivos	39
Tabela 16 – Dimensões do pré-dimensionamento dos pilares	40
Tabela 17 – Dimensões do pré-dimensionamento das vigas.....	40
Tabela 18 – Dimensões dos elementos após dimensionamento para a ductilidade baixa	42
Tabela 19 – Frequência da estrutura para a estrutura de ductilidade baixa na direção X	43
Tabela 20 – Frequência da estrutura para a estrutura de ductilidade baixa na direção Y	44
Tabela 21 – Frequências e períodos da estrutura para a estrutura de ductilidade baixa segundo as duas direções	44
Tabela 22 – Valores da aceleração a utilizar em cada direção em função do tipo de Ação Sísmica	45
Tabela 23 – Força de corte basal para cada direção para a estrutura de ductilidade baixa.....	45
Tabela 24 – Forças a aplicar por piso para as duas direções para a estrutura de ductilidade baixa	46

Tabela 25 – Verificação do estado de limitação de danos na direção X para a estrutura de ductilidade baixa	46
Tabela 26 – Verificação do estado de limitação de danos na direção Y para a estrutura de ductilidade baixa	47
Tabela 27 – Verificação dos efeitos de 2ª ordem para a direção X para a estrutura de baixa ductilidade.....	47
Tabela 28 – Verificação dos efeitos de 2ª ordem para a direção Y para a estrutura de baixa ductilidade.....	47
Tabela 29 – Dimensionamento da armadura longitudinal das vigas laterais para a estrutura de baixa ductilidade	48
Tabela 30 – Dimensionamento da armadura longitudinal das vigas centrais para a estrutura de baixa ductilidade	49
Tabela 31 – Verificação de taxas de armaduras máximas e mínimas das vigas para a estrutura de baixa ductilidade	49
Tabela 32 – Dimensionamento da armadura transversal das vigas laterais para a estrutura de baixa ductilidade	49
Tabela 33 – Dimensionamento da armadura transversal das vigas centrais para a estrutura de baixa ductilidade	50
Tabela 34 – Cálculo do $V_{Rd,max}$ para as vigas através do EC2-1	50
Tabela 35 – Dimensionamento da armadura longitudinal nos pilares de canto para a estrutura de baixa ductilidade	51
Tabela 36 – Dimensionamento da armadura longitudinal nos pilares de centrais para a estrutura de baixa ductilidade	51
Tabela 37 – Dimensionamento da armadura longitudinal nos pilares laterais para a estrutura de baixa ductilidade	52
Tabela 38 – Verificação de taxas de armaduras máximas e mínimas dos pilares para a estrutura de baixa ductilidade	52
Tabela 39 – Dimensionamento da armadura transversal dos pilares de canto para a estrutura de baixa ductilidade	52
Tabela 40 – Dimensionamento da armadura transversal dos pilares de centrais para a estrutura de baixa ductilidade	53
Tabela 41 – Dimensionamento da armadura transversal dos pilares laterais para o esforço máximo para a estrutura de baixa ductilidade	53
Tabela 42 – Dimensionamento da armadura transversal dos pilares laterais para o esforço condicionante para a estrutura de baixa ductilidade	53
Tabela 43 – Cálculo do $V_{Rd,max}$ para as vigas através do EC2-1	53
Tabela 44 – Dimensões dos elementos após dimensionamento para a média ductilidade	54
Tabela 45 – Frequência da estrutura para a estrutura de ductilidade média na direção X.....	55
Tabela 46 – Frequência da estrutura para a estrutura de ductilidade média na direção Y.....	55

Tabela 47 – Frequências e períodos da estrutura para a estrutura de ductilidade média nas duas direções	55
Tabela 48 – Valor da aceleração a utilizar em cada direção em função do tipo de Ação Sísmica para a estrutura de ductilidade média.....	56
Tabela 49 – Força de corte basal para cada direção para a estrutura de ductilidade média	56
Tabela 50 – Forças a aplicar por piso para as duas direções para a estrutura de ductilidade média	57
Tabela 51 – Verificação do estado de limitação de danos na direção X para a estrutura de média ductilidade.....	57
Tabela 52 – Verificação do estado de limitação de danos na direção Y para a estrutura de ductilidade média.....	58
Tabela 53 – Verificação dos efeitos de 2ª ordem para a direção X para a estrutura de média ductilidade.....	58
Tabela 54 – Verificação dos efeitos de 2ª ordem para a direção Y para a estrutura de média ductilidade.....	58
Tabela 55 – Dimensionamento da armadura longitudinal das vigas laterais para a estrutura de média ductilidade.....	59
Tabela 56 – Dimensionamento da armadura longitudinal das vigas centrais para a estrutura de ductilidade média.....	59
Tabela 57 – Verificação de taxas de armadura mínima das vigas para a estrutura de média ductilidade.....	60
Tabela 58 – Verificação de taxas de armadura máxima das vigas para a estrutura de média ductilidade.....	60
Tabela 59 – Resumo da taxa de armaduras total das vigas para a estrutura de média ductilidade	60
Tabela 60 – Dimensionamento da armadura longitudinal nos pilares de canto na direção X para a estrutura de média ductilidade	62
Tabela 61 – Dimensionamento da armadura longitudinal nos pilares de canto na direção Y para a estrutura de ductilidade	62
Tabela 62 – Dimensionamento da armadura longitudinal nos pilares centrais na direção X para a estrutura de média	63
Tabela 63 – Dimensionamento da armadura longitudinal nos pilares centrais na direção Y para a estrutura de média	63
Tabela 64 – Dimensionamento da armadura longitudinal nos pilares laterais na direção X para a estrutura de média ductilidade.....	63
Tabela 65 – Dimensionamento da armadura longitudinal nos pilares laterais na direção Y para a estrutura de ductilidade média.....	63
Tabela 66 – Verificação das taxas de armaduras longitudinais máximas e mínimas dos pilares para a estrutura de ductilidade média.....	64

Tabela 67 – Parâmetro a em função do rácio entre o esforço axial atuante e o esforço axial resistente.....	64
Tabela 68 – Verificação de segurança dos pilares de canto do nível entre 0-1 para a estrutura de média ductilidade.....	65
Tabela 69 – Verificação de segurança dos pilares de canto do nível entre 1-2 para a estrutura de média ductilidade.....	65
Tabela 70 – Verificação de segurança dos pilares de canto do nível entre 2-3 para a estrutura de média ductilidade.....	66
Tabela 71 – Verificação de segurança dos pilares centrais do nível entre 0-1 para a estrutura de média ductilidade.....	66
Tabela 72 – Verificação de segurança dos pilares centrais do nível entre 1-2 para a estrutura de média ductilidade.....	66
Tabela 73 – Verificação de segurança dos pilares centrais do nível entre 2-3 para a estrutura de média ductilidade.....	67
Tabela 74 – Verificação de segurança dos pilares laterais do nível entre 0-1 para a estrutura de média ductilidade.....	67
Tabela 75 – Verificação de segurança dos pilares laterais do nível entre 1-2 para a estrutura de média ductilidade.....	68
Tabela 76 – Verificação de segurança dos pilares laterais do nível entre 2-3 para a estrutura de média ductilidade.....	68
Tabela 77 – Comprimento crítico e espaçamento na zona crítica nas vigas para a estrutura de média ductilidade.....	69
Tabela 78 – Dimensionamento da armadura transversal da viga lateral para a estrutura de média ductilidade.....	70
Tabela 79 – Dimensionamento da armadura transversal da viga centrais para a estrutura de média ductilidade.....	70
Tabela 80 – Comprimento crítico e espaçamento na zona crítica dos pilares para a estrutura de média ductilidade.....	71
Tabela 81 – Dimensionamento da armadura transversal do pilar de canto para a estrutura de média ductilidade.....	71
Tabela 82 – Dimensionamento da armadura transversal do pilar central para a estrutura de média ductilidade.....	71
Tabela 83 – Dimensionamento da armadura transversal do pilar lateral para a estrutura de média ductilidade.....	71
Tabela 84 – Verificação do confinamento dos pilares	72
Tabela 85 – Comparação de secções transversais entre a estrutura de baixa e média ductilidade	72
Tabela 86 – Comparação de armaduras longitudinais entre a estrutura de baixa e média ductilidade.....	73

Tabela 87 – Comparação de armaduras transversais entre a estrutura de baixa e média ductilidade.....	74
Tabela 88 – Fatores de aceleração de referência para os diferentes estados limite	75
Tabela 89 – Curvatura de cedência nos elementos da estrutura de baixa ductilidade	77
Tabela 90 – Cálculo das rotações de cedência dos elementos da estrutura de baixa ductilidade	77
Tabela 91 – Rigidez dos elementos da estrutura de baixa ductilidade calculados através do EC8-3.....	77
Tabela 92 – Frequências e períodos da estrutura de baixa ductilidade com os níveis de fendilhação a considerar	78
Tabela 93 – Aceleração sísmica na estrutura de baixa ductilidade para o estado limite Damage Limitation	78
Tabela 94 – Força de corte basal na estrutura de baixa ductilidade para o estado limite Damage Limitation	78
Tabela 95 – Forças sísmicas a aplicar por piso na estrutura de baixa ductilidade para o estado limite Damage Limitation	79
Tabela 96 – Aceleração sísmica na estrutura de baixa ductilidade para o estado limite Significant Damage	81
Tabela 97 – Força de corte basal na estrutura de baixa ductilidade para o estado limite Significant Damage	81
Tabela 98 – Forças sísmicas a aplicar por piso na estrutura de baixa ductilidade para o estado limite Significant Damage.....	82
Tabela 99 – Aceleração sísmica na estrutura de baixa ductilidade para o estado limite Near Collapse	84
Tabela 100 – Força de corte basal na estrutura de baixa ductilidade para o estado limite Near Collapse	85
Tabela 101 – Forças sísmicas a aplicar por piso na estrutura de baixa ductilidade para o estado limite Near Collapse	85
Tabela 102 – Resumo da aplicabilidade do método das forças laterais tendo em conta a verificação feita e a rigidez considerada para a estrutura de baixa ductilidade.....	88
Tabela 103 – Curvatura de cedência nos elementos da estrutura de média ductilidade	88
Tabela 104 – Cálculo das rotações de cedência dos elementos da estrutura de média ductilidade	89
Tabela 105 – Rigidez dos elementos da estrutura de média ductilidade calculados através do EC8-3	89
Tabela 106 – Frequências e períodos da estrutura de média ductilidade com os níveis de fendilharão a considerar	89
Tabela 107 – Aceleração sísmica na estrutura de média ductilidade para o estado limite Damage Limitation	90

Tabela 108 – Força de corte basal na estrutura de média ductilidade para o estado limite Damage Limitation	90
Tabela 109 – Forças sísmicas a aplicar por piso na estrutura de média ductilidade para o estado limite Damage Limitation	90
Tabela 110 – Aceleração sísmica na estrutura de média ductilidade para o estado limite Significant Damage.....	93
Tabela 111 – Força de corte basal na estrutura de média ductilidade para o estado limite Significant Damage.....	93
Tabela 112 – Forças sísmicas a aplicar por piso na estrutura de média ductilidade para o estado limite Significant Damage.....	93
Tabela 113 – Aceleração sísmica na estrutura de média ductilidade para o estado limite Near Collapse	96
Tabela 114 – Força de corte basal na estrutura de média ductilidade para o estado limite Near Collapse	96
Tabela 115 – Forças sísmicas a aplicar por piso na estrutura de média ductilidade para o estado limite Near Collapse	96
Tabela 116 – Resumo da aplicabilidade do método das forças laterais tendo em conta a verificação feita e a rigidez considerada para a estrutura de média ductilidade	99
Tabela 117 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_y dos pilares na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez	100
Tabela 118 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_y das vigas na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez	101
Tabela 119 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_y dos pilares na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3.....	102
Tabela 120 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_y das vigas na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3.....	103
Tabela 121 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_y dos pilares na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez	104
Tabela 122 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_y das vigas na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez	105
Tabela 123 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_y dos pilares na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3.....	106
Tabela 124 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_y das vigas na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3.....	107
Tabela 125 – Comparação dos valores de θ/θ_y para as diferentes rigidezes para a estrutura de baixa ductilidade	108
Tabela 126 – Comparação dos valores de θ/θ_y para as diferentes rigidezes para a estrutura de média ductilidade.....	108
Tabela 127 – Cálculo da rotação última da corda para a estrutura de baixa ductilidade.....	109

Tabela 128 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{SD} dos pilares na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez	110
Tabela 129 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{SD} das vigas na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez	110
Tabela 130 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{SD} dos pilares na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3.....	111
Tabela 131 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{SD} das vigas na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3.....	112
Tabela 132 – Cálculo da rotação última da corda para a estrutura de média ductilidade	113
Tabela 133 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{SD} dos pilares na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez	114
Tabela 134 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{SD} das vigas na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez	114
Tabela 135 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{SD} dos pilares na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3.....	115
Tabela 136 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{SD} das vigas na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3.....	116
Tabela 137 – Comparação dos valores de θ/θ_{sd} para as diferentes rigidezes para a estrutura de baixa ductilidade	117
Tabela 138 – Comparação dos valores de θ/θ_{sd} para as diferentes rigidezes para a estrutura de média ductilidade.....	117
Tabela 139 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{um} dos pilares na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez	118
Tabela 140 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{um} das vigas na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez	119
Tabela 141 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{um} dos pilares na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3.....	120
Tabela 142 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{um} das vigas na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3.....	121
Tabela 143 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{um} dos pilares na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez	122
Tabela 144 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{um} das vigas na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez	123
Tabela 145 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{um} dos pilares na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3.....	124
Tabela 146 – Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{um} das vigas na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3.....	125
Tabela 147 – Comparação dos valores de θ/θ_{um} para as diferentes rigidezes para a estrutura de baixa ductilidade	126

Tabela 148 – Comparação dos valores de θ/θ_{um} para as diferentes rigidezes para a estrutura de média ductilidade.....	126
Tabela 149 – Resumo das verificações de segurança da estrutura	126
Tabela 150 – Cálculo do esforço transverso resistente para a estrutura de baixa ductilidade	127
Tabela 151 – Cálculo do esforço transverso resistente para a estrutura de média ductilidade	131
Tabela 152 – Resumo da verificação dos mecanismos frágeis das estruturas	134

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Na história da humanidade, encontram-se múltiplos casos espalhados por todo o globo terrestre em que abalos sísmicos devastaram povoações inteiras. Estas situações acontecem, principalmente, por danos excessivos nas estruturas que podem levar ao colapso das mesmas. Assim, podemos perceber que as estruturas têm um papel muito importante na proteção das pessoas no caso da ocorrência de uma ação sísmica. As estruturas não têm apenas a finalidade de proteção das vidas humanas, mas também de permitir que as estruturas importantes para a proteção civil, como por exemplo hospitais, não fiquem inutilizáveis no caso da ocorrência de uma ação sísmica.

Em Portugal, o primeiro documento que abordou a questão da segurança sísmica foi o Decreto nº41658, de 31 de Maio de 1958 que aprovou o Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos. O Decreto nº47723, de 20 de Maio de 1967 aprovou o Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA) introduzindo algumas alterações ao regulamento anterior. Em 1975, a Comissão Europeia decidiu começar a elaboração dos Eurocódigos com base no artigo 95º do Tratado de Roma. O objetivo da elaboração dos Eurocódigos era a eliminação de obstáculos técnicos ao comércio e a harmonização das especificações técnicas entre países dos Estados-Membros. Antes da publicação dos Eurocódigos, o decreto-lei nº 235/83, de 31 de Maio introduz o Regulamento de Segurança e Ações (RSA). O Capítulo VII deste regulamento estabelece as características da ação dos sismos a considerar. Por sua vez, o decreto-lei nº 349-C/83 aprova o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré Esforço (REBAP) que estabelece as regras para o dimensionamento estruturas de betão armado, incluindo uma secção dedicada ao dimensionamento de estruturas de ductilidade melhorada para melhorar o desempenho estrutural à ação sísmica. Em 1989 foi aprovado um acordo entre a Comissão Europeia e os Estados-Membros para transferir as responsabilidades de preparação e publicação para o Comité Europeu de Normalização (CEN). Em 1992 o CEN publicou os primeiros Eurocódigos sendo normas provisórias (ENV). Em 1998, a Comissão Europeia decidiu mandar o CEN para tornar as ENV em normas europeias definitivas. Em 23 de Abril de 2004 o CEN aprovou o Eurocódigo 8 (EN 1998) passando este documento atual a ser uma norma europeia. Em 2007 foram concluídas as publicações do Eurocódigo.

Nesta dissertação irá utilizar-se a Parte 1 do EC8 (EN 1998-1) que foca o dimensionamento de estruturas novas em regiões sísmicas e a Parte 3 que contém as disposições para a avaliação da segurança sísmica e para a reabilitação de edifícios existentes.

O dimensionamento de estruturas feito pela Parte 1 do EC8 (EC8-1) é realizado tendo em atenção a capacidade de dissipação de energia que a estrutura a dimensionar venha a possuir. Esta capacidade de dissipação de energia é considerada afetando o cálculo do dimensionamento por um coeficiente de comportamento que permite reduzir as forças a utilizar no dimensionamento.

Para a avaliação da segurança sísmica da estrutura através da Parte 3 do EC8 (EN 1998-3) é necessário conhecer vários pormenores relacionados com a geometria da estrutura, com os materiais utilizados e detalhes de armaduras. Na falta destes, é necessário utilizar um fator corretivo de modo a ter em atenção potenciais incertezas que possam surgir. Nesta dissertação, as estruturas em que se vai verificar a segurança são estruturas dimensionadas para o efeito, logo todos estes pormenores são conhecidos. O EC8-3 aborda também questões de reforço de edifícios, que não serão abordadas nesta dissertação.

1.2. OBJETIVOS

Esta dissertação tem o objetivo de fazer a verificação da segurança sísmica de uma estrutura regular pelo Eurocódigo 8-Parte 3 (EC8-3), igual a tantas outras que se encontram no dia-a-dia, previamente dimensionada para uma zona de sismicidade elevada, mais concretamente em Lagos, pelo EC8-1. Irão ser dimensionados dois edifícios iguais, um para classe de ductilidade baixa e um para classe de ductilidade média pelo EC8-1. Com base nos resultados do dimensionamento, irá realizar-se a verificação de segurança das duas estruturas com base no EC8-3, com o objetivo de verificar se uma estrutura acabada de construir e dimensionada pelo Parte 1 do EC8 cumpre os requisitos apresentados pela Parte 3. Irá fazer-se a verificação de segurança para as estruturas dimensionadas quando estas têm 50% da rigidez e quando os elementos possuem rigidez calculada por uma abordagem do próprio EC8-3 comparando-se os resultados obtidos para ambas as abordagens realizadas. Na verificação de aplicabilidade do método das forças laterais, que vai ser utilizado nas análises da estrutura, irá fazer-se a comparação entre duas abordagens distintas fazendo a verificação da razão entre os momentos aplicados na estrutura e momentos de cedência e a razão entre a rotação da corda e a rotação de cedência.

1.3. ORGANIZAÇÃO DESTA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está organizada em 6 capítulos. O capítulo corrente é o capítulo inicial onde se aborda a questão dos regulamentos, se apresenta o objetivo e a organização desta mesma dissertação.

No capítulo 2 introduz-se a Parte 1 do Eurocódigo 8. É um capítulo teórico onde se aborda o conceito de ação sísmica e como proceder para a sua consideração para o dimensionamento das estruturas. Este capítulo inclui as particularidades das estruturas e como realizar o dimensionamento tendo em conta a regularidades e a ductilidade que a estrutura venha a possuir. O EC8-1 propõe vários métodos para fazer o dimensionamento, mas neste capítulo será apenas abordado o Método das Forças Laterais que será utilizado no dimensionamento das estruturas em estudo.

No capítulo 3 introduz-se a Parte 3 do Eurocódigo 8. Tal como o capítulo 2, é um capítulo principalmente teórico onde se abordam os vários aspetos envolvidos na avaliação sísmica de edifícios de betão armado, como por exemplo, os vários estados limites definidos ou o nível de conhecimento da estrutura. Também se aborda o método a utilizar nesta dissertação (Método das Forças Laterais).

No capítulo 4 apresenta-se o dimensionamento de um edifício para baixa e média ductilidade. Neste capítulo são abordadas várias questões relevantes no dimensionamento, como por exemplo, os materiais a utilizar, as regularidades ou as ações a aplicar na estrutura. Também se aborda a questão da modelação da estrutura. Apresentam-se os vários passos realizados no dimensionamento quer da estrutura com baixa ductilidade, quer da estrutura com média ductilidade, incluindo as várias verificações necessárias, como por exemplo, a verificação dos efeitos de 2ª ordem ou do estado de limitação de danos.

No capítulo 5 realizam-se as verificações de segurança sísmica através do EC8-3. Este capítulo está dividido essencialmente em três partes. Na primeira parte testa-se a aplicabilidade do Método das Forças

Laterais para os vários estados limite a considerar pelo EC8-3. Na segunda parte deste capítulo é feita a verificação dos mecanismos dúcteis através da capacidade de rotação da corda, comparando com as capacidades de rotação para os diferentes estados limite a considerar. A última parte destina-se à verificação dos mecanismos frágeis onde se faz a comparação entre o esforço transversal atuante na estrutura para o estado limite Near Collapse e o esforço transversal resistente.

No capítulo 6 encontram-se as conclusões gerais do trabalho assim como possíveis desenvolvimentos futuros.

2

EUROCÓDIGO 8 – PARTE 1

A parte 1 do Eurocódigo 8 (EC8-1) tem como objetivo garantir que, no caso de um sismo:

- As vidas humanas sejam salvaguardadas;
- Os danos causados nas estruturas sejam controlados;
- As estruturas importantes para a proteção civil, como por exemplo hospitais e escolas, se mantenham operacionais, de modo a ajudar as populações.

Da mesma forma que as restantes ações, devido ao caráter aleatório dos sismos e na impossibilidade de serem previstos, o EC8-1 baseia-se em probabilidades, para as análises necessárias.

Para garantir estas condições, o EC8-1 diz-nos que as estruturas construídas em zonas sísmicas têm que verificar os seguintes pontos:

- Requisito de não ocorrência de colapso: a estrutura tem que resistir a um sismo, sem colapso local ou global, ou seja, mantendo a sua integridade estrutural e a capacidade resistente, após o abalo sísmico. A intensidade da ação sísmica a considerar deve refletir uma probabilidade de ocorrência de 10%, num período de 475 anos, e deve igualmente refletir a importância da estrutura para a sociedade.
- Requisito de limitação de danos: o requisito de limitação de danos para uma ação sísmica cuja intensidade reflete uma probabilidade de ocorrência de 10%, num período de 95 anos. A estrutura deve ter capacidade para que não ocorram danos e restrições de utilização devido a esta ação sísmica.

O EC8-1 define três classes de ductilidade para o dimensionamento das estruturas. Como nesta dissertação vamos abordar o dimensionamento através da ductilidade baixa e a ductilidade média este capítulo aborta apenas o dimensionamento para estas duas classes de ductilidade não abordando a classe de ductilidade alta.

2.1. AÇÃO SÍSMICA

2.1.1. CONDIÇÕES DO TERRENO

A ação sísmica vai variar consoante o terreno onde estiver implantado o edifício. Para conhecermos a classe do terreno, temos que realizar ensaios que caracterizem bem o solo, sendo que o número de ensaios a realizar depende da classe de importância da estrutura e das condições particulares do projeto. Deste modo e conhecendo algumas variáveis do terreno, como por exemplo, o valor obtido no ensaio

SPT ou a resistência não drenada ao corte c_u , podemos classificar o terreno. A tabela com a classificação proposta pelo EC8-1 encontra-se no Anexo 1.

2.1.2. ZONAS SÍSMICAS

A ação sísmica pode ser caracterizada como ação Tipo 1 ou ação Tipo 2. A ação Tipo 1 é também denominada como ação afastada e resulta de sismos que são originados por movimentos inter-placas. A ação Tipo 2 ou denominada por ação próxima e resultada de sismos que são originados por movimentos intra-placas.

O território nacional encontra-se dividido em zonas sísmicas, de modo a poder avaliar, de forma mais eficiente, o efeito da ação sísmica em cada local de Portugal. Como poderemos ver nos quadros do Anexo 1, para o território nacional, a divisão é diferente para a ação Tipo 1 e para a ação Tipo 2. Para o caso do arquipélago da Madeira é apenas necessário considerar a ação sísmica Tipo 1. No caso do arquipélago dos Açores considera-se apenas ação sísmica Tipo 2. Cada zona tem o seu valor de aceleração de referência a_{gR} , sendo este descrito na Tabela 1. Este valor foi calculado para uma ação sísmica com tempo de retorno de referência, para o requisito de não ocorrência de colapso considerando um terreno de fundação do tipo rocha (tipo A).

Tabela 1 - Aceleração máxima de referência a_{gR} nas várias zonas sísmicas

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,4	-	-

2.1.3. ESPECTRO DE RESPOSTA

Como atrás foi referido, a ação sísmica é caracterizada pelo valor de referência da aceleração na base da estrutura. Os sistemas estruturais das estruturas têm capacidade de resistir às ações sísmicas no domínio não linear. Isto permite que no cálculo das estruturas se utilize forças sísmicas inferiores aquelas que se utilizariam no caso de uma resposta elástica linear. Para se evitar fazer uma análise estrutural não elástica explícita, atendendo a capacidade da estrutura de dissipar energia obtido principalmente através do comportamento dúctil dos elementos e mecanismos de dissipação de energia, efetua-se uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido que se designa espectro de cálculo. Tendo isto em atenção, para as componentes horizontais da ação sísmica, utilizaremos o espectro de cálculo $S_d(T)$ dado pelas equações 1 a 4 definido pelo EC8-1.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q} \quad (2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (3)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad (4)$$

em que:

T período de vibração;

a_g valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;

S coeficiente de solo;

$S_d(T)$ espectro de cálculo;

q coeficiente de comportamento;

T_B limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante.

As Tabelas 2 e 3 apresentam os valores dos parâmetros que definem o espectro de resposta para os 2 tipos de ação sísmica.

Tabela 2 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 1

Tipo de terreno	$S_{máx}$	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Tabela 3 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 2

Tipo de terreno	S_{\max}	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

O coeficiente do solo, S , depende de a_g e é calculado a partir das equações 5 a 7:

- Para $a_g \leq 1 \text{ m/s}^2$

$$S = S_{\max} \quad (5)$$

- Para $1 \text{ m/s}^2 \leq a_g \leq 4 \text{ m/s}^2$

$$S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3} (a_g - 1) \quad (6)$$

- Para $a_g \geq 4 \text{ m/s}^2$

$$S = 1,0 \quad (7)$$

sendo S_{\max} definido na Tabela 2 e Tabela 3.

O coeficiente de comportamento q é a razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas adotadas no projeto, as quais traduzem uma resposta mais realista da estrutura, para um modelo de análise elástica. Este coeficiente depende do sistema estrutural, podendo ser diferente nas diversas direções horizontais da estrutura, apesar da classe de ductilidade deva ser a mesma em todas as direções.

2.2. PROJETO DE EDIFÍCIOS

2.2.1. PRINCÍPIOS BÁSICOS DE CONCEÇÃO DE EDIFÍCIOS

- Simplicidade estrutural

A simplicidade estrutural é caracterizada pela existência de trajetórias claras e diretas de transmissão de forças sísmicas. A existência de simplicidade estrutural permite um melhor entendimento do comportamento da estrutura sob uma ação sísmica.

- Uniformidade, simetria e redundância da estrutura

A uniformidade em planta é conseguida com uma distribuição regular dos elementos estruturais, de modo a que as forças de inércia tenham transmissões curtas e diretas. A uniformidade em altura é importante também, uma vez que tende a eliminar a ocorrência de zonas sensíveis, onde concentrações de tensões ou grandes exigências de ductilidade podem provocar um colapso prematuro.

Um edifício deve ter uma configuração simétrica ou quase-simétrica, de modo a se obter uniformidade. A utilização de elementos estruturais, regularmente distribuídos, contribui para a redundância da estrutura e deste modo permite uma redistribuição mais favorável dos esforços.

- Resistência e rigidez nas duas direções

Na análise estrutural considera-se o sismo como uma ação bidirecional, tendo a estrutura que ser capaz de resistir às ações sísmicas em qualquer direção. Para satisfazer esta condição, os elementos estruturais devem ser dispostos de modo a garantir características de resistência e rigidez semelhantes nas duas direções principais. Esta escolha, além de minimizar os esforços sísmicos, procura limitar os deslocamentos excessivos, de modo a não provocar efeitos de 2ª ordem ou danos elevados.

- Resistência e rigidez à torção

As estruturas devem possuir uma resistência à torção adequada, para limitar os movimentos, devido à torção que os diversos elementos estruturais solicitam de forma diferente. Devido a este pormenor é vantajoso dispor os elementos de contraventamento na periferia do edifício.

- Ação de diafragma ao nível dos pisos

Os pavimentos dos edifícios têm um papel importante porque atuam como diafragmas horizontais que recebem e transmitem as forças de inércia aos sistemas estruturais verticais e garantem um funcionamento de conjunto desses sistemas na resistência à ação sísmica horizontal.

- Fundação adequada

As fundações devem assegurar uma excitação sísmica uniforme em todo o edifício. Nas estruturas com reduzido número de pisos, que diferem em espessura e rigidez, a fundação deve optar-se por uma fundação rígida do tipo caixão ou celular. Para edifícios com elementos de fundação isolados, tais como sapatas ou estacas, o EC8-1 recomenda a utilização de uma laje de fundação ou de vigas de fundação que liguem os elementos de fundação nas duas direções.

2.2.2. CRITÉRIO DE REGULARIDADE ESTRUTURAL

De acordo com o EC8-1, as estruturas são classificadas como estruturas regulares ou estruturas não regulares. Esta distinção é de elevada importância, pois tem efeitos no modelo estrutural a utilizar (modelo plano simplificado ou modelo espacial), afeta o método de análise a usar (análise modal ou análise por forças laterais), tal como o coeficiente de comportamento que deve ser reduzido se a estrutura não for regular em altura. Sendo assim, a Tabela 4 resume as simplificações admitidas e o coeficiente de comportamento em função das regularidades em planta e em altura da estrutura.

Tabela 4 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico

Regularidade		Simplificações admitidas		Coeficiente de Comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	(para a análise linear)
Sim	Sim	Plano	Força lateral	Valor de referencia
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial	Força lateral	Valor de referencia
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

2.2.2.1. Critério de regularidade em planta

Um edifício será regular em planta se cumprir todos os seguintes pontos:

- O edifício deve ser aproximadamente simétrico em relação a dois eixos ortogonais, no que se refere à rigidez lateral e à distribuição de massas;
- A planta do piso tem que ser compacta, ou seja, ser delimitada em cada piso por uma linha poligonal convexa. Se houver recuos em relação a essa linha, o edifício é regular se estes recuos não afetarem a rigidez do piso no plano e se a área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa que o envolve não for superior a 5% da área do piso;
- A rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande, em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais. As formas L, C, H, I e X devem ser examinadas, de forma a satisfazer a condição de diafragma rígido;
- A esbelteza λ (relaciona o L_{\max} e L_{\min} sendo o L_{\max} a maior dimensão do edifício e L_{\min} a menor dimensão) do edifício em planta deve ser inferior a 4;
- A cada nível e para cada direção de cálculo x e y, a excentricidade estrutural e o raio de torção r devem verificar as duas condições expressas nas equações 8 e 9 ilustradas para a direção de cálculo y:

$$e_{OX} \leq 0,30 * r_x \quad (8)$$

$$r_x \geq l_s \quad (9)$$

em que:

e_{OX} distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção x, perpendicular à direção de cálculo considerada;

r_x raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y;

l_s raio de giração da massa do piso em planta.

2.2.2.2. Critério de regularidade em altura

Um edifício será regular em altura se cumprir todos os seguintes pontos:

- Todos os sistemas resistentes devem ser contínuos, desde a fundação até ao topo do edifício, ou se houver andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício;
- A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou sofrem uma redução gradual sem alterações bruscas, desde a base até ao topo;
- Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo, não deve variar desproporcionadamente entre pisos adjacentes;
- Nas construções que apresentem recuos sucessivos que mantêm a simetria axial, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20% da dimensão em planta do nível inferior, na direção do recuo;
- Nas construções que apresentem um recuo local localizado nos 15% inferiores da altura total do sistema principal, o recuo não deve ser superior a 50% da dimensão em planta do nível inferior;
- Nas construções que apresentem recuos não simétricos, a soma em cada lado dos recuos de todos os pisos, não deve ser superior a 30% da dimensão em planta ao nível do piso, acima da fundação ou

acima do nível superior de cave rígida, e cada recuo não deve ser superior a 10% da dimensão em planta do nível inferior.

2.2.3. COEFICIENTES DE COMBINAÇÃO PARA AS AÇÕES VARIÁVEIS

Para o cálculo dos esforços sísmicos, os coeficientes de combinação Ψ_{Ei} devem ser afetados pela expressão expressa na equação 10:

$$\Psi_{Ei} = \varphi * \Psi_{2i} \quad (10)$$

em que:

Ψ_{Ei} coeficiente de combinação para uma ação variável i ;

φ parâmetro adimensional definido na Tabela 5;

Ψ_{2i} coeficiente de combinação para o valor quase-permanente de uma ação variável i .

Tabela 5 - Valores de φ para calcular Ψ_{Ei}

Tipo de ação variável	Piso	φ
Categorias A-C	Cobertura	1,0
	Pisos com ocupações correlacionadas	0,8
	Pisos com ocupações independentes	0,5
Categorias D-F e arquivos		1,0

2.2.4. CLASSES DE IMPORTÂNCIA E COEFICIENTES DE IMPORTÂNCIA

Os edifícios são classificados em quatro classes de importância. Estas são influenciadas pelas consequências do colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a proteção civil após o sismo, e das consequências sociais e económicas do colapso. As classes de importância do EC8-1 encontram-se na Tabela 6.

Tabela 6 - Classes de importância para os edifícios de acordo com o EC8-1

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.

As classes de importância são caracterizadas por diferentes coeficientes de importância γ_I , como descrito na Tabela 7:

Tabela 7 - Coeficientes de importância γ_I

Classe de Importância	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Os coeficientes de importância variam em função do tipo de sismo: Tipo 1 ou Tipo 2. O coeficiente de importância $\gamma_I = 1,0$ está associado a um sismo com um período de retorno de referência. Este coeficiente influencia o valor de cálculo da aceleração à superfície, como demonstra a equação 11, sendo que quanto maior for a classe de importância, maior será o valor de cálculo da aceleração à superfície.

$$a_g = \gamma_I * a_{gR} \quad (11)$$

2.3. ANÁLISE ESTRUTURAL

O modelo estrutural a utilizar deve traduzir adequadamente a distribuição de rigidez e de massa, de modo a que as deformações e as forças de inércia sejam representadas devidamente. Em geral, considera-se que a estrutura é constituída por um conjunto de sistemas resistentes às cargas verticais e laterais que são ligados através de diafragmas horizontais.

2.3.1. EFEITOS ACIDENTAIS DE TORÇÃO

Devido à incerteza na localização das massas em cada piso e na variação espacial do movimento sísmico, ou atendendo ao comportamento não linear dos elementos estruturais, o centro de massa é considerado deslocado em relação à posição nominal, nas duas direções a considerar, de uma excentricidade accidental calculada pela equação 12:

$$e_{ai} = \pm 0,05 L_i \quad (12)$$

em que:

e_{ai} excentricidade accidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos;

L_i dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

2.3.2. MÉTODOS DE ANÁLISE

O EC8-1 refere que podemos analisar o edifício através de dois métodos de análise elástica linear (método de análise por forças laterais e a análise modal por espectro de resposta), ou através de dois métodos de análise não linear (análise estática não linear (pushover) ou análise (dinâmica) temporal não linear). A escolha do método a analisar depende das características do edifício, dado que tem que se ter em atenção a complexidade da análise e do respetivo processo. Neste trabalho iremos usar o método de análise por forças laterais. Este tipo de análise é aplicado aos edifícios onde os contributos dos modos de vibração mais elevados que o modo fundamental em cada direção principal não afetam a resposta significativamente. Para se poder aplicar este método de análise é preciso que a estrutura verifique duas condições:

- $T_1 \leq \begin{cases} 4 * T_C \\ 2,0 \text{ seg} \end{cases}$
- Ser regular em altura

em que:

T_C limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante.

T_1 período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada;

A força de corte sísmica na base a considerar, para cada direção horizontal, calcula-se a partir da equação 13:

$$F_b = S_d(T_1) * m * \lambda \quad (13)$$

em que:

F_b força de corte sísmica;

$S_d(T_1)$ ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 ;

m massa total do edifício;

λ fator de correção que é igual a 1,0 exceto quando o edifício tiver mais de dois pisos e $T_1 \leq 2 * T_C$ em que o fator é 0,85.

Quando o modo de vibração fundamental é estabelecido aproximadamente, admitindo que os deslocamentos horizontais crescem linearmente ao longo da altura, as forças horizontais a considerar por piso são calculadas pela equação 14.

$$F_i = F_b * \frac{z_i * m_i}{\sum z_j * m_j} \quad (14)$$

em que:

F_i força horizontal atuante no piso i;

m_i, m_j massa dos pisos i e j;

z_i, z_j alturas das massas nos pisos i e j.

Estas forças são aplicadas aos sistemas de contraventamento, admitindo que o piso é rígido no seu plano.

Os efeitos da torção são considerados multiplicando os esforços de cada elemento resistente, por um coeficiente δ calculado a partir da equação 15:

$$\delta = 1 + 0,6 * \frac{x}{L_e} \quad (15)$$

em que:

x distância do elemento considerado ao centro de gravidade do edifício em planta, medida perpendicularmente à direção da ação sísmica considerada;

L_e distância entre os dois elementos de contraventamento mais afastados, medida perpendicularmente à direção da ação sísmica considerada.

Esta condição pode ser aplicada desde que a rigidez lateral e a massa estejam simetricamente distribuídas no plano.

2.3.3. COMBINAÇÃO DOS EFEITOS DAS COMPONENTES DA AÇÃO SÍSMICA

Na consideração da ação sísmica temos que ter em atenção as componentes horizontais da ação sísmica, assim como a componente vertical. Relativamente aos edifícios onde não seja necessário considerar a componente vertical da ação sísmica, podemos utilizar as equações 16 e 17 que relacionam os esforços provocados pela ação sísmica nas duas direções, considerando que quando uma ação provoca esforços máximos nos elementos, a outra componente provoca 30% dos esforços máximos que pode provocar.

$$E_{Edx} "+" 0,30E_{Edy} \quad (16)$$

$$0,30E_{Edx} "+" E_{Edy} \quad (17)$$

em que:

E_{Edx} representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo x;

E_{Edy} representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo y;

"+" significa "a combinar com".

2.3.4. CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS

Quando se efetua uma análise linear, o EC8-1 refere que os deslocamentos devidos à ação sísmica de cálculo devem ser avaliados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural, atendendo à equação 18,

$$d_s = q_d * d_e \quad (18)$$

em que:

- d_s deslocamento de um ponto do sistema estrutural, devido à ação sísmica de cálculo;
- q_d coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual a q ;
- d_e deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear.

No caso de uma análise não linear, os deslocamentos são obtidos diretamente da análise.

2.4. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

O Eurocódigo 8-Parte 1 considera que as verificações de segurança são cumpridas, desde que o Estado Limite Último, a limitação de danos e as disposições construtivas, sejam verificados.

2.4.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

O requisito de não colapso para a ação sísmica é cumprido na situação de cálculo, quando são cumpridas as seguintes condições relativas a resistência, ductilidade, equilíbrio, estabilidade das fundações e juntas sísmicas.

- Condições de resistência

Em todos os elementos estruturais, incluindo ligações e para os elementos não estruturais relevantes, deve ser verificada na equação 19.

$$E_d \leq R_d \quad (19)$$

em que:

- E_d valor de cálculo do efeito das ações no elemento;
- R_d resistência de cálculo correspondente do elemento.

Os efeitos de 2ª ordem não precisam de ser considerados se for respeitada a equação 20.

$$\theta = \frac{P_{tot} * d_r}{V_{tot} * h} \leq 0,10 \quad (20)$$

em que:

- θ coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;
- P_{tot} carga gravítica total devido a todos os pisos acima do piso considerado;
- d_r valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos;
- V_{tot} força de corte sísmica total no piso considerado;
- h altura entre pisos.

Quando θ está compreendido entre 0,1 e 0,2 os efeitos de 2ª ordem são considerados multiplicando os esforços sísmicos por $\frac{1}{1-\theta}$. O valor de θ tem que ser sempre inferior a 0,3 mas o EC8-1 não refere como tratar a situação quando o valor de θ se situa entre 0,2 e 0,3. Não é necessário verificar a resistência à fadiga na situação de projeto sísmico.

- Condições de ductilidade global e local

Deve verificar-se que a estrutura e todos os seus elementos estruturais possuem ductilidade adequada, tendo em conta a ductilidade esperada associada ao sistema estrutural escolhido e ao coeficiente de comportamento. Deve ter-se em atenção os requisitos dos materiais e regras de cálculo pela capacidade real, de maneira a que as rótulas plásticas se encontrem nos sítios desejados e evitar modos de rotura frágil.

- Condições de equilíbrio

A estrutura tem que ser estável na situação de projeto sísmico, incluindo ao derrube ou deslizamento.

- Resistência dos diafragmas horizontais

Os diafragmas horizontais têm que ser capazes de transmitir, com segurança, os esforços gerados ao nível dos pisos aos sistemas de contraventamento.

- Resistência das fundações

Deve ser assegurada a segurança das fundações para as ações sísmicas.

- Condição de junta sísmica

No caso de existirem outras estruturas contíguas ou entre unidades estruturalmente independentes do mesmo edifício, os edifícios devem ser protegidos do entrechoque que pode resultar do sismo.

2.4.2. LIMITAÇÃO DE DANOS

O requisito de limitação de danos é verificado se, sob a ação sísmica correspondente a este estado limite, os deslocamentos entre pisos forem limitados. Os limites a serem respeitados dependem dos materiais e dos elementos não estruturais. Em função destes, podemos compilar as três seguintes condições:

- Para edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura:

$$d_r * v \leq 0,005 * h \quad (21)$$

- Para edifícios com elementos não estruturais dúcteis:

$$d_r * v \leq 0,0075 * h \quad (22)$$

- Para edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais:

$$d_r * v \leq 0,0010 * h \quad (23)$$

em que:

v coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica, associado ao requisito de limitação de danos;

O valor de v depende do tipo de sismo que estamos a analisar, sendo os valores descritos na tabela 8.

Tabela 8 - Valores do coeficiente de redução v

Ação sísmica	v
Tipo 1	0,40
Tipo 2	0,55

2.5. REGRAS ESPECÍFICAS PARA EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

Nesta secção serão apresentadas as regras que os todos os edifícios devem seguir na sua generalidade independente das classes de ductilidade se utilize para dimensionamento.

2.5.1. CAPACIDADE DE DISSIPACÃO DE ENERGIA E CLASSES DE DUCTILIDADE

O projeto de edifícios de betão armado tem de assegurar que a estrutura tem capacidade de dissipar energia, sem reduzir a resistência global da estrutura, às ações horizontais e verticais.

O EC8-1 define três níveis de ductilidade em função da dissipação de energia: classe de ductilidade baixa (DCL), classe de ductilidade média (DCM) e classe de ductilidade alta (DCH).

2.5.2. TIPOS DE ESTRUTURA

Os edifícios de betão são classificados da seguinte forma:

- Sistema porticado

Sistema estrutural no qual a resistência é assegurada por pórticos espaciais, quer para as ações verticais, quer para as laterais. Estes pórticos especiais resistem a mais de 65% da força de corte de todo o sistema estrutural.

- Sistema misto

As ações verticais são asseguradas por pórticos espaciais, sendo que as ações laterais são asseguradas maioritariamente pelo sistema porticado e por paredes estruturais.

- Sistema misto equivalente a sistema porticado

Sistema estrutural no qual a resistência do sistema porticado resiste a mais de 50% da força de corte de todo o sistema estrutural.

- Sistema misto equivalente a paredes

Sistema misto, no qual a resistência das paredes à força de corte na base do edifício é superior a 50% da resistência sísmica de todo o sistema estrutural.

- Sistema torsionalmente flexível

Sistema misto que não tem rigidez à torção.

- Sistema de pêndulo invertido

Sistema no qual mais de 50% da massa se localiza no terço superior da altura da estrutura, ou no qual a principal dissipação de energia tem lugar na base de um único elemento do edifício.

Os edifícios de betão podem ter classificações diferentes em ambas direções, desde que não sejam torsionalmente flexíveis. O sistema porticado, sistema misto e sistema equivalente a paredes tem que garantir uma rigidez de torção mínima, em ambas direções.

2.5.3. COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO

Como referido anteriormente coeficiente de comportamento é introduzido para ter em conta a capacidade de dissipação de energia da estrutura. Este coeficiente deve ser determinado, para ambas as direções de cálculo, com base na equação 24.

$$q = q_0 * k_w \geq 1,5 \quad (24)$$

em que:

q_0 valor básico do coeficiente de comportamento;

k_w coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes sendo 1,0 para sistemas porticados.

Para o caso dos edifícios regulares em altura, o fator q_0 depende do tipo estrutural e da classe de ductilidade a considerar. Este valor encontra-se na Tabela 9.

Tabela 9 - Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema mistro, sistema de paredes acopladas	$3,0\alpha_u / \alpha_1$	$4,5\alpha_u / \alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0\alpha_u / \alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pendulo invertido	1,5	2,0

Na eventualidade das estruturas não serem regulares em altura, o valor de q_0 sofre uma redução de 20%.

O parâmetro α_u / α_1 depende do tipo de estrutura que consideramos e do número de pisos que a estrutura possui e deve ser calculado recorrendo a cálculos explícitos. No caso de não ser calculado, pode-se recorrer aos seguintes valores:

- Sistema porticado ou sistemas mistos equivalentes a pórticos:

Edifícios de um piso: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$

Edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$

Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$

- Sistemas de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes:

Sistema de paredes, unicamente com duas paredes não acopladas em cada direção horizontal: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,0$

Outros sistemas de paredes não acopladas: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$

Sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistema de paredes acopladas: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$

O coeficiente k_w , representado na equação 25, reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de parede.

$$k_w = \begin{cases} 1,0 & \text{para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos} \\ 0,5 \leq \frac{(1+\alpha_0)}{3} \leq 1,0 & \text{para sistemas de paredes, sistemas equivalentes a paredes} \\ & \text{e sistemas torsionalmente flexíveis} \end{cases} \quad (25)$$

em que:

α_0 é a esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural.

Esta esbelteza calcula-se pela equação 26.

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (26)$$

em que:

h_{wi} altura da parede i;

l_{wi} comprimento da secção da parede i.

2.5.4. REGRAS DE CÁLCULO E CONDIÇÕES DE DUCTILIDADE LOCAL PARA AS CLASSES DE DUCTILIDADE MÉDIA E ALTA

O EC8-1 define regras de cálculo pela capacidade real de modo a que, na ocorrência de um sismo, tenha capacidade de dissipar a energia (condição de ductilidade global). Esta dissipação de energia só pode acontecer se os vários elementos resistentes possuírem a ductilidade necessária (condição de ductilidade local).

O cálculo pela capacidade real tem como objetivo impedir a formação de mecanismos de rotura frágil ou de mecanismos de rotura indesejados. Deste modo, devemos deduzir, através de equações de equilíbrio, os esforços nas zonas consideradas, admitindo que se formam rótulas plásticas nas zonas adjacentes. Os pilares sísmicos primários de sistemas porticados ou de sistemas equivalentes de betão armado, em edifícios com dois ou mais pisos, devem ser calculados em função da resistência das vigas, atendendo à equação 27:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (27)$$

em que:

$\sum M_{Rc}$ soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó;

$\sum M_{Rb}$ soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó.

No caso das vigas estarem devidamente amarradas ao nó viga-pilar, para o cálculo do momento fletor resistente da viga, devemos considerar a armadura da laje paralela à viga quando esta se encontra dentro do banzo efetivo da viga.

Para assegurar a ductilidade global requerida para a estrutura, as zonas de potencial formação de rótulas plásticas devem possuir uma elevada capacidade de rotação plástica. A ductilidade é assegurada, se o fator de ductilidade em curvatura μ_ϕ (definida como a relação entre a curvatura correspondente a 85% do momento resistente na fase pós-última, e a curvatura na cedência, desde que as extensões limites do betão e do aço não sejam excedidas) calculado pelas equações 28 ou 29, for no mínimo, igual a:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \text{ se } T_1 \geq T_C \quad (28)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(2q_0 - 1)^* \frac{T_C}{T_1} \text{ se } T_1 < T_C \quad (29)$$

2.6. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS PARA A CLASSE DE DUCTILIDADE BAIXA

O projeto de dimensionamento de estruturas para a classe de ductilidade baixa é realizado pelo Eurocódigo 2-Parte 1 (EN 1992-1-1) respeitando algumas condições relativas aos materiais e aplicando o coeficiente de comportamento respetivo. O dimensionamento é apenas recomendado nos casos de baixa sismicidade. Não sendo recomendado pelo EC8-1 a sua utilização para zonas de sismicidade

média ou elevada, é permitida a sua consideração. Em termos de materiais devemos utilizar aço de armaduras para betão armado da classe B ou C de acordo com o Eurocódigo 2- Parte 1 (EC2-1) nos elementos primários. O coeficiente de comportamento a utilizar na determinação das ações sísmicas pode ir até 1,5 sendo independente do sistema estrutural e da regularidade em altura.

2.7. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS PARA A CLASSE DE DUCTILIDADE MÉDIA

Os edifícios que são dimensionados para a Classe de Ductilidade Média têm que cumprir uma série de condições que se encontram descritas em seguida.

2.7.1. MATERIAIS

Nos elementos primários não se deve utilizar um betão de classe inferior a C16/20. Nesses mesmos elementos deve utilizar-se nas armaduras aço da classe B ou C de acordo com o EC2-1.

2.7.2. RESTRIÇÕES GEOMÉTRICAS

A excentricidade entre o eixo da viga e o eixo do pilar deve ser limitada de modo a permitir uma transmissão eficaz dos esforços. Deste modo temos de verificar a equação 30.

$$d \leq \frac{b_c}{4} \quad (30)$$

em que:

d distância entre o eixo da viga e o eixo do pilar;

b_c maior dimensão da secção transversal do pilar perpendicular ao eixo longitudinal da viga.

De modo a aproveitar o efeito favorável da compressão do pilar temos que limitar a largura das vigas através da equação 31.

$$b_w \leq \min \{ b_c + h_w ; 2b_c \} \quad (31)$$

em que:

b_w largura de uma viga sísmica;

h_w altura da viga.

Para os pilares, quando $\theta \leq 0,1$, a dimensão da secção transversal não deve ser menor que um décimo da maior distância entre o ponto de inflexão e as extremidades do pilar.

2.7.3. ESFORÇOS DE CÁLCULO

2.7.3.1. Vigas

No dimensionamento das armaduras longitudinais nas vigas os esforços de cálculo são retirados diretamente da análise efetuada.

Nas vigas primárias, os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser determinados através da regra de cálculo pela capacidade real, tendo em atenção que as rotulas plásticas se irão formar ou nas extremidades das vigas ou na base dos elementos verticais. Tendo em atenção a Figura 1 devemos aplicar os seguintes pontos:

- Nas secções de extremidade devemos calcular os valores dos esforços transversos atuantes, devido aos momentos máximos positivos e negativos que se podem desenvolver na extremidade 1 e 2 da viga;
- Os momentos a aplicar nas extremidades das vigas, para o cálculo dos esforços transversos, devem ser calculados a partir da equação 32.

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (32)$$

em que:

$M_{i,d}$ momentos nas extremidades das vigas

γ_{Rd} coeficiente que tem em conta a possível sobrerresistência por endurecimento do aço. No caso das vigas de DCM este coeficiente é igual a 1,0;

$M_{Rb,i}$ valor de cálculo do momento resistente na extremidade i;

$\sum M_{Rc}$ soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares que concorrem no nó;

$\sum M_{Rb}$ soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó.

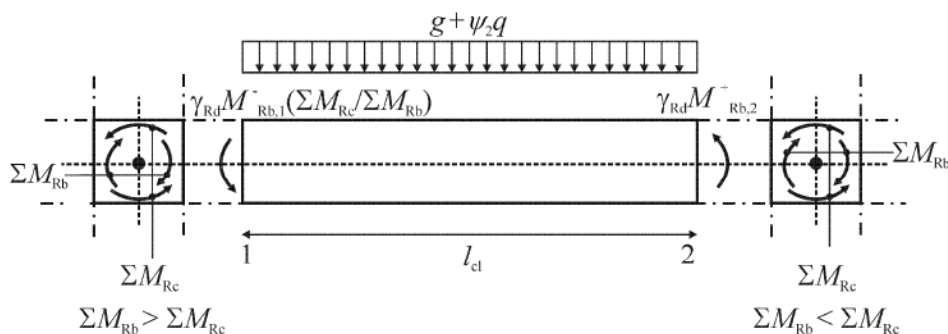


Figura 1 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas (EN 1998-1)

2.7.3.2. Pilares

No dimensionamento das armaduras longitudinais nos pilares devemos utilizar o esforço axial mínimo das varias combinações utilizadas no dimensionamento. Os momentos a usar no dimensionamento são calculados através do cálculo pela capacidade real tendo em atenção os momentos resistentes das vigas que coincidem no nó através da equação 27.

Nos pilares primários, os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser determinados pela regra de cálculo pela capacidade real considerando as ações dos momentos nas extremidades associadas à formação de rótulas plásticas nas vigas. Essas rótulas plásticas formam-se nas extremidades das vigas ligadas aos nós ou na base dos pilares. Os momentos a considerar nesse cálculo são calculados através da equação 33:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (33)$$

em que:

$M_{i,d}$ momento nas extremidades dos pilares

γ_{Rd} coeficiente que tem em conta a possível sobrerresistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão da zona de compressão. Considera-se igual a 1,1;

$M_{Rc,i}$ valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i;

$\sum M_{Rc}$ soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares que concorrem no nó;

$\sum M_{Rb}$ soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó.

Na Figura 2 temos um esquema do cálculo do esforço transversal nos pilares pela capacidade real. De referir que os valores dos momentos devem corresponder aos esforços normais do pilar na situação de projeto sísmica.

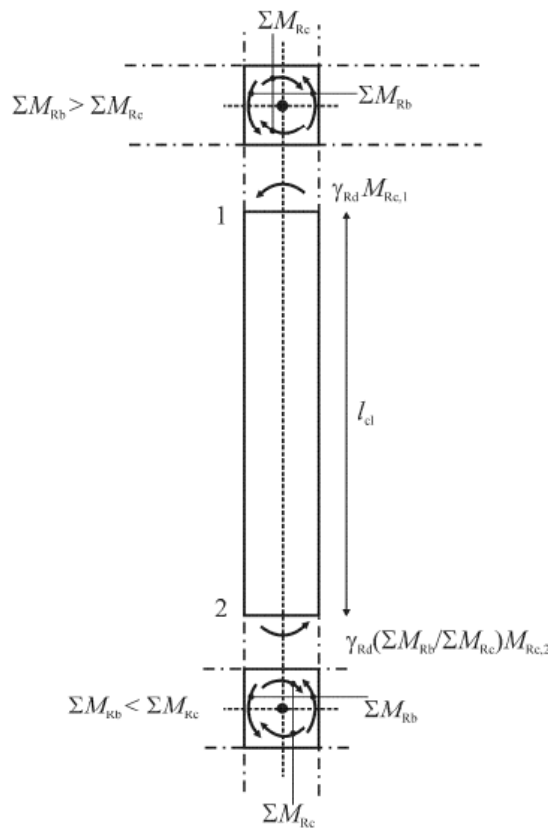


Figura 2 - Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal em pilares (EN 1998-1)

2.7.4. VERIFICAÇÕES EM RELAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

A resistência das vigas à flexão e ao esforço transversal é calculada de acordo com o EC2-1. Quanto aos pilares, a resistência em flexão e ao esforço transversal é calculado pelo EC2-1, utilizando o valor do esforço normal, obtido na análise para a situação de projeto sísmico. De modo simplificado, a flexão desviada pode ser analisada, verificando, separadamente ambas as direções, reduzindo a resistência à flexão em 30%. Nos pilares sísmicos primários o valor do esforço axial reduzido não deve ultrapassar 0,65.

2.7.5. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

2.7.5.1. Vigas

Para as vigas, deve considerar-se como zona crítica a zona da viga com extensão de $l_{cr} = h_w$ a partir de uma ligação a um nó viga-pilar. No caso de vigas primárias que suportem elementos verticais descontínuos, o comprimento da zona aumenta para $2h_w$.

No cálculo da largura efetiva do banzo, b_{eff} , podemos considerar 4 casos que se encontram descritos na Figura 3.

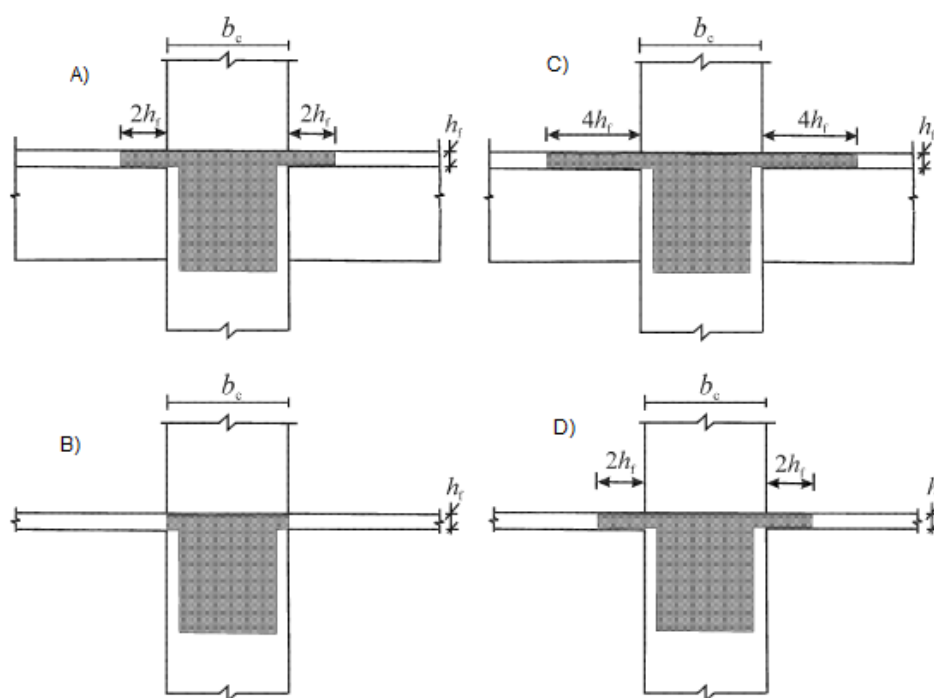


Figura 3 - Largura efetiva do banzo b_{eff} (EN 1998-1)

- A situação do b_{eff} ilustrado em A) utiliza-se para vigas primárias ligadas a pilares exteriores no caso de existir uma viga transversal de altura semelhante;
- Na eventualidade de não existir viga transversal, utiliza-se o ilustrado em B) para o cálculo do b_{eff} ;

- Para vigas que estejam ligadas a pilares interiores, as larguras referidas para o cálculo de A) e B) são aumentadas de $2h_f$ para cada lado da viga, sendo que a figura C) corresponde ao caso igual A) enquanto a figura D) corresponde ao caso B).

A relação entre a armadura na zona comprimida e armadura na zona tracionada tem que ser superior a 50%.

A taxa de armadura longitudinal na zona tracionada tem que estar compreendida entre o $\rho_{máx}$ e $\rho_{mín}$ como se representa na equação 34.

$$\rho_{\min} = 0,5 * \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \leq \rho_{z, traccionada} \leq \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} * \varepsilon_{sy,d}} * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \rho_{máx} \quad (34)$$

em que:

f_{ctm} valor médio da tensão de rotura do betão à tração;

f_{yk} valor característico da tensão de cedência do aço;

ρ' taxa de armadura comprimida;

μ_{ϕ} factor de ductilidade em curvatura;

$\varepsilon_{sy,d}$ valor de cálculo da extensão de cedência do aço;

f_{cd} valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{yd} valor de cálculo da tensão de cedência do aço.

Nas zonas críticas de vigas primárias, d_{bw} (diâmetro das armaduras de confinamento) não deve ser inferior a 6mm. A primeira armadura deve ser colocada, no máximo, a 50mm da extremidade da viga, dado que o espaçamento das armaduras pela equação 35.

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 225mm; 8d_{bL} \right\} \quad (35)$$

em que:

s espaçamento (em milímetros);

h_w altura da viga (em milímetros);

d_{bw} diâmetro das armaduras de confinamento (em milímetros);

d_{bL} diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal (em milímetros).

2.7.5.2. Pilares

Os pilares devem ter uma taxa total de armadura longitudinal entre 1% e 4%, sendo que nas secções transversais simétricas deverão utilizar-se armaduras simétricas ($\rho = \rho'$). Deve colocar-se, pelo menos um varão intermédio entre os varões de canto, de modo a garantir a integridade dos nós viga-pilar.

O comprimento da zona crítica dos pilares é calculado a partir da equação 36.

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45 \right\} \quad (36)$$

em que:

l_{cr} comprimento da zona crítica;

h_c maior dimensão da secção transversal do pilar;

l_{cl} comprimento livre do pilar.

Se $\frac{l_c}{h_c} < 3$ a altura do pilar é considerado na totalidade como zona crítica.

O controlo da ductilidade local na zona crítica dos pilares e da perda de resistência devida ao destacamento do betão, é verificada se a equação 37 for cumprida.

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} v_d * \varepsilon_{sy,d} * \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (37)$$

em que:

α coeficiente de eficácia do confinamento;

ω_{wd} taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas;

μ_{ϕ} valor necessário do fator de ductilidade em curvatura;

v_d esforço normal reduzido;

$\varepsilon_{sy,d}$ valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço;

b_c largura bruta da secção transversal;

b_o largura do núcleo confinado.

$\alpha = \alpha_n * \alpha_s$ que depende da secção transversal. Sendo assim, para secções transversais retangulares temos as equações 38 e 39.

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_o h_o} \quad (38)$$

$$\alpha_s = \left(\frac{1-s}{2b_o} \right) * \left(\frac{1-s}{2h_o} \right) \quad (39)$$

em que:

n número de varões longitudinais amarrados lateralmente por cintas ou por ganchos;

b_i distância entre varões consecutivos abraçados.

Estes parâmetros de confinamento estão representados graficamente na Figura 4.

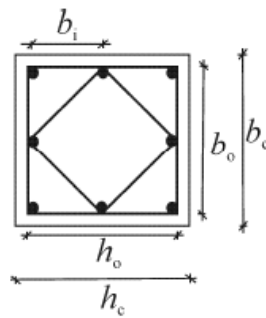


Figura 4 - Confinamento do núcleo de betão (EN 1998-1)

A taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas comprimidas calcula-se a partir da equação 40.

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão confinado}} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (40)$$

Nas zonas críticas dos pilares primários, é necessário garantir que ω_{wd} é no mínimo 0,08. Aqui também é necessário adotar cintas e ganchos de diâmetro não inferior a 6 mm com um espaçamento suficiente, de modo a garantir um mínimo de ductilidade e impedir a encurvadura local dos varões. Este espaçamento (em milímetros) é calculado pela equação 41.

$$s = \min\left(\frac{b_o}{2}; 175\text{mm}; 8d_{bL}\right) \quad (41)$$

em que:

b_o dimensão mínima do núcleo de betão (em relação ao eixo das cintas) em milímetros;

d_{bL} diâmetro mínimo dos varões longitudinais em milímetros.

A distância entre varões longitudinais consecutivos, amarrados por cintas ou por ganchos tem que ser inferior a 200 mm.

Quando se verifica que o esforço normal reduzido para a situação sísmica é inferior a 0,2 e o coeficiente de comportamento utilizado é inferior a 2,0, as armaduras transversais na zona crítica na base dos pilares poderão ser determinadas através do EC2-1.

2.7.5.3. Nós viga-pilar

A armadura de confinamento deve ser colocada nas zonas críticas como descrito nos pontos anteriores. No caso de vigas que liguem os quatro lados do nó e em que a largura seja pelo menos três quartos da dimensão paralela da secção transversal do pilar, o espaçamento das armaduras de confinamento horizontal no nó, poderá ser aumentado para o dobro do valor calculado pelos pontos anteriores, mas não deverá ser superior a 150 mm. Também se deverá ter em atenção que deve existir pelo menos um varão intermédio entre os varões de canto.

3

EUROCÓDIGO 8 – PARTE 3

O Eurocódigo 8-Parte 3 (EC8-3) tem como objetivo avaliar a segurança sísmica das estruturas existentes, de modo a garantir que estas tenham capacidade para resistir às ações sísmicas que podem vir a sofrer. O EC8-3 recomenda também, medidas de reforço sísmico que podem ser tomadas para melhorar a segurança das estruturas. Nesta dissertação vamos abordar a avaliação das estruturas pelo EC8-3, não abordando as medidas de reforço sísmico.

3.1. EXIGÊNCIAS DE DESEMPENHO ESTRUTURAL

3.1.1. ESTADOS LIMITE

O EC8-3 define 3 estados limite que dependem do estado de degradação que a estrutura apresenta. São as Autoridades Nacionais que definem os estados limite que devem ser verificados. Poderá ser necessário verificar os três estados limite, dois estados ou apenas um deles. A escolha deve constar do Anexo Nacional. Estes 3 estados são:

- Near Collapse (NC) - Quase colapso;
- Significant Damage (SD)- Dano significativo;
- Damage Limitation (DL) - Limitação de danos.

No estado NC a estrutura apresenta-se severamente danificada tendo resistência e rigidez residuais baixas. A estrutura ainda tem capacidade de sustentar as cargas verticais, apesar dos elementos não estruturais já terem colapsado. Nesta situação, já se pode encontrar grandes deformações permanentes. No caso da ocorrência de outra ação sísmica, mesmo que de intensidade moderada, a estrutura não conseguirá sustentar os seus efeitos.

No estado SD a estrutura apresenta danos significativos, mas ainda possui alguma resistência e rigidez. No entanto, os elementos são capazes de aguentar as cargas verticais. Os elementos não estruturais encontram-se danificados embora as divisórias e enchimentos não tenham colapsado. Na estrutura já se encontram deslocamentos permanentes moderados. A estrutura ainda tem capacidade de aguentar uma ação sísmica de intensidade moderada. Devido a estes danos, a reparação da estrutura não é economicamente viável.

No estado DL a estrutura continua a ter a sua resistência e rigidez quase completas, apesar de serem visíveis danos ligeiros. Os componentes não estruturais podem apresentar fendilhação, mas são economicamente viáveis de recuperar. Os deslocamentos permanentes podem ser desprezados. A estrutura não necessita de uma reparação significativa.

Os níveis de proteção, são conseguidos através da seleção de um período de retorno para a ação sísmica, diferente para cada um dos estados limites. Estes períodos de retorno encontram-se no Anexo Nacional, sendo os seguintes:

- Near Collapse: 2475 anos que corresponde a uma probabilidade de excedência de 2% em 50 anos;
- Significant Damage: 475 anos que corresponde a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos;
- Damage Limitation: 225 anos que corresponde a uma probabilidade de excedência de 20% em 50 anos.

3.1.2. NÍVEIS DE CONHECIMENTO

Para a avaliação da resistência sísmica de estruturas existentes, é necessário recolher as informações necessárias sobre a estrutura, de maneira a podermos avalia-las convenientemente. A informação pode ser recolhida através de documentos disponíveis sobre o edifício em estudo, informações relevantes existentes, inspeções à estrutura no local, ensaios in-situ ou laboratoriais. Devem-se fazer várias comparações entre as informações recolhidas, de modo a minimizar incertezas e uniformizar os resultados obtidos.

A informação recolhida deve abranger os seguintes pontos:

- Identificação do sistema estrutural e a sua concordância com os critérios de regularidade, de acordo com o EC8-1. A informação deve ser recolhida através de visita ao local ou dos desenhos originais disponíveis. No caso de se recorrer aos desenhos, temos que ter em atenção as alterações ocorridas após a construção;
- Identificação do tipo de fundação da estrutura;
- Identificação das condições do solo de acordo com o EC8-1;
- Informação das dimensões e propriedades dos elementos estruturais, características mecânicas dos materiais e respetivos estados de conservação;
- Informação sobre os defeitos dos materiais e inadequada pormenorização da estrutura;
- Informação sobre os critérios de dimensionamento sísmico, utilizados no projeto inicial do edifício e caso tenha sido utilizado, o valor do coeficiente de comportamento;
- Informação sobre a utilização presente do edifício, assim como possíveis utilizações planeadas;
- Reavaliação das ações impostas no edifício;
- Informação sobre os danos existentes ou anteriores, assim como possíveis reparações feitas à estrutura.

Tendo em atenção estes pormenores, a parte 3 do EC8 define três níveis de conhecimento que estão relacionados com a quantidade de informação recolhida e a qualidade da mesma. Sendo assim, o conhecimento pode ser definido pelos níveis:

- KL1: Limited knowledge (Conhecimento Limitado);
- KL2: Normal knowledge (Conhecimento Normal);
- KL3: Full knowledge (Conhecimento Completo).

Os fatores que determinam qual o nível de conhecimento apropriado são:

- Geometria: propriedades geométricas do sistema estrutural e dos elementos não estruturais que podem influenciar a resposta estrutural;
- Pormenorização: a quantidade e pormenores das armaduras nos elementos de betão armado.
- Materiais: propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

Tendo em conta estes fatores, os níveis de conhecimento são classificados do seguinte modo:

- KL1: Limited knowledge

Em termos de geometria, para este nível de conhecimento, é necessário ter um conhecimento geral da estrutura, assim como da dimensão dos elementos. Estas informações são obtidas através de levantamento in-situ ou dos desenhos utilizados na construção ou em modificações posteriores.

A pormenorização das armaduras não é obtida através dos desenhos utilizados na construção, podendo ser estimada através de uma simulação de dimensionamento, de acordo com a prática que se utilizava na altura da construção da estrutura. Neste caso, devem fazer-se inspeções aos elementos mais críticos, de forma a verificar se as estimativas se encontram próximas da realidade.

Não existe informação direta das propriedades mecânicas dos materiais, nem das especificações originais de projeto, nem de ensaios que se tenham realizado na altura da construção. Neste caso, devem-se assumir materiais de acordo com o mais frequentemente utilizado na altura, fazendo ensaios aos elementos mais críticos.

A informação recolhida deverá ser suficiente para se fazerem verificações locais da capacidade dos elementos e para utilizar um modelo de análise linear. Para este nível de conhecimento, devemos fazer a avaliação estrutural apenas através de métodos de análise linear, quer estáticos, quer dinâmicos.

- KL2: Normal knowledge

A geometria é conhecida através de um extenso levantamento in-situ, ou dos desenhos utilizados na construção ou de modificações realizadas após a construção.

A pormenorização de armaduras é conhecida através de vários ensaios in-situ, ou de desenhos incompletos utilizados na construção.

Os materiais são conhecidos através de ensaios in-situ, ou através das especificações originais da construção.

Neste caso, a informação recolhida deve ser suficiente para se proceder a verificações locais da capacidade dos elementos e para utilizar modelos de análise linear ou de análise não linear. A avaliação estrutural deverá realizar-se através de métodos de análise linear, ou não linear tanto estática como dinâmica.

- KL3: Full knowledge

A geometria é conhecida na sua totalidade através de um levantamento in-situ intensivo, ou dos desenhos completos utilizados na construção inicial ou em modificações que possam ter existido.

A pormenorização das armaduras é conhecida através de inspeções in-situ, ou a partir dos desenhos detalhados da construção.

Ao nível dos materiais, encontramos informação sobre as propriedades mecânicas dos materiais de construção utilizados, quer através de ensaios in-situ, quer dos relatórios dos ensaios originais realizados.

Como no caso de KL2, a informação deve ser suficiente para se utilizar modelos de análise linear ou não linear, podendo proceder-se a verificações locais de capacidade dos elementos. A avaliação da estrutura poderá ser feita através de métodos de análise linear, ou não linear, tanto estática como dinâmica.

A classificação do nível de inspeção e ensaio, depende da percentagem de elementos estruturais em que se tenham realizado ensaios, assim como do número de amostras de material recolhidas por piso. Em casos excecionais, o Anexo Nacional refere que pode ser necessário realizarem-se mais ensaios. A Tabela 10 mostra as condições necessárias para os diferentes níveis de inspeção e ensaio.

Tabela 10 - Requisitos mínimos para os diferentes níveis de inspeção e ensaio

	Inspeção de detalhes	Ensaio de materiais
	Para cada tipo de elemento primário (vigas, pilares, paredes)	
Nível de inspeção e ensaio	Percentagem de cada elemento verificados em termos de pormenorização	Amostras de material por piso
Limitado	20%	1
Extenso	50%	2
Completo	80%	3

A Tabela 11 mostra uma compilação desta informação completa, assim como o Fator de Confiança a utilizar para cada nível de conhecimento.

Tabela 11 - Níveis de Conhecimento, correspondentes métodos de análise e fatores de confiança

Nível de Conhecimento	Geometria	Detalhes	Materiais	Análise	Fator de Confiança
KL1 - Conhecimento Limitado		Dimensionamento de acordo com as práticas da época e inspeções limitadas in-situ	Estimativa dos materiais utilizados na época e inspeções limitadas in-situ	Método das Forças Laterais ou Análise Modal pelo Espectro de resposta	1,35
KL2 - Conhecimento Extenso	Desde desenhos de projeto originais com inspeção visual até levantamento completo	Desenhos originais incompletos com inspeções limitadas in-situ ou inspeções extensas in-situ	Conhecimento das especificações dos materiais utilizados com, pelo menos, ensaios a 2 amostras dos materiais por piso	Todos os métodos	1,2
KL3 - Conhecimento Completo		Desenhos completos utilizados na construção com inspeções limitadas in-situ ou inspeções completas in-situ	Conhecimento dos ensaios aos materiais utilizados com, pelo menos, ensaio a 3 amostras dos materiais por piso	Todos os métodos	1,0

3.2. AVALIAÇÃO

A avaliação é um procedimento quantitativo para verificar, se uma estrutura danificada ou não danificada satisfaz os requisitos impostos pela ação sísmica a considerar para os estados limites avaliados. Neste capítulo vai abordar-se essencialmente os aspetos relevantes para a avaliação da segurança usando o método das forças laterais pois, como vamos observar no capítulo 5, a verificação de segurança a realizar no caso de estudo será feita por este método.

3.2.1. AÇÃO SÍSMICA E COMBINAÇÃO SÍSMICA DE AÇÕES

Os modelos para o cálculo da ação sísmica e da combinação de ações são os mesmos que se aplicam no EC8-1. O espectro a utilizar para este caso é o espectro de resposta elástico.

3.2.2. MODELO ESTRUTURAL

O modelo estrutural deve ser realizado com base nas informações recolhidas. Todas as disposições do EC8-1 relativas à modelação estrutural e aos efeitos de torção são aplicadas sem alterações. A resistência e a rigidez dos elementos estruturais secundários, face às ações laterais, podem ser negligenciadas. No modelo estrutural devem ser usadas as propriedades médias dos materiais. Para simular a fendilhação, o EC8-3 diz que devemos calcular, para cada elemento a rigidez, através da equação 42.

$$EI = \frac{M_y L_v}{3\theta_y} \quad (42)$$

em que:

M_y momento de cedência da secção em estudo;

L_v razão entre o momento e o esforço transversal na extremidade;

θ_y rotação de cedência na extremidade do elemento.

3.2.3. MÉTODOS DE ANÁLISE

Os efeitos das ações sísmicas, com as cargas permanentes e variáveis, podem ser calculados, usando um dos seguintes métodos de análise:

- Método das forças laterais (linear);
- Método de análise pelo espectro de resposta (linear);
- Análise estática não linear (pushover);
- Análise dinâmica temporal não linear;
- Método do coeficiente de comportamento.

Exceto no método do coeficiente de comportamento, deve-se utilizar o espectro de resposta elástico.

Para que o método que se vai aplicar nesta dissertação (Método das forças laterais) possa ser aplicado, têm que se verificar as condições de impostas pelo EC8-1 referentes à regularidade que estão descritas na secção 2.2.2 desta dissertação. Além destas, existe uma condição adicional: o rácio entre o momento fletor atuante no elemento primário e a sua correspondente resistência, ρ , tem que estar abaixo de um determinado limite. Assim, tem que se verificar o rácio entre o máximo da razão e o mínimo superior a 1. O rácio entre esse máximo e mínimo tem que ser inferior a 3 para ser possível a aplicação deste método. Esta verificação serve para garantir que todos os elementos dúcteis que se encontram em regime plástico (isto é, $\rho_{max}/\rho_{min} > 1$), têm uma exigência semelhante.

Todos os pressupostos relativos ao Método das Forças Laterais no EC8-1 aplicam-se da mesma forma, apenas alterando o espectro de resposta de cálculo pelo espectro de resposta elástico.

3.2.4. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA PARA O MÉTODO DAS FORÇAS LATERAIS

É importante referir que os elementos sísmicos podem ser classificados de dois modos:

- Dúcteis: vigas, pilares e paredes sujeitos a flexão simples ou flexão composta;
- Frágeis: vigas, pilares e paredes sujeitos a esforço transversal.

Os mecanismos frágeis devem ser analisados através de condições de equilíbrio, devido aos efeitos transmitidos pelos mecanismos dúcteis. Sendo assim, os efeitos transmitidos pelos mecanismos dúcteis aos mecanismos frágeis, são considerados de duas maneiras: se $\rho \leq 1$, o valor das forças pode ser retirado diretamente a partir da análise. Se $\rho \geq 1$, devemos calcular a partir do equilíbrio com a resistência dos mecanismos dúcteis, afetando os materiais com os fatores de confiança. No cálculo da capacidade dos elementos verticais, devemos considerar o esforço axial apenas das cargas verticais. A resistência, quer para os mecanismos dúcteis, quer para os mecanismos frágeis, deve ser calculada com os valores médios dos materiais, sempre afetados pelos fatores de confiança, derivado do nível de conhecimento que temos sobre a estrutura.

A Tabela 12 clarifica as verificações de segurança necessárias para o Método das Forças Laterais.

Tabela 12 - Critérios de análise e verificação de segurança para o Método das Forças Laterais

		Verificações	
		Solicitação	Capacidade
Tipo de mecanismo	Dúctil	Da análise	Em termos de resistência, usando valores médios das propriedades dividindo pelo CF.
	Frágil	Se $\rho \leq 1$ Solicitação retirada da análise	Em termos de resistência. Utilizar os valores médios das propriedades divididos por CF
		Se $\rho \geq 1$ Por equilíbrio com a resistência dos mecanismos dúcteis. Usar valores médios das propriedades dos materiais multiplicados pelo CF	

Sendo assim, podemos concluir que, desde que o método possa ser aplicado para os mecanismos dúcteis, o valor da solicitação pode ser retirado da análise, sendo a capacidade calculada através da deformação. Se o mecanismo for frágil, a solicitação depende da razão entre o ρ_{max}/ρ_{min} . Se esta relação for menor que 1, a solicitação é calculada a partir da análise, enquanto que se for maior que 1, temos que calcular através do equilíbrio com a resistência dos mecanismos dúcteis.

3.2.5. MODELOS DE CAPACIDADE PARA A AVALIAÇÃO DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

O anexo A do EC8-3 diz que as disposições que se encontram a seguir, se aplicam quer a elementos primários quer a elementos secundários.

3.2.5.1. Vigas, pilares e paredes sujeitos a flexão simples ou flexão composta

- Estado limite Near Collapse

O EC8-3 refere que para o estado limite Near Collapse, o valor da rotação total da corda, θ_{um} , em elementos sujeitos a cargas cíclicas é calculado através da equação 43:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 * (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\min \left(9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d}) \quad (43)$$

em que:

γ_{el} coeficiente de redução elástico. É 1,5 para elementos sísmicos primários e 1,0 para elementos sísmicos secundários;

v esforço normal reduzido ($\frac{N}{bh f_c}$) em que b é a largura da zona comprimida e N é positivo para compressão;

ω, ω' percentagem mecânica de armadura de tração e compressão, respetivamente;

f_c resistência à compressão do betão em MPa;

h altura da secção transversal;

α fator de eficácia das armaduras de confinamento calculado a partir da equação 44:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0} \right) \quad (44)$$

em que:

h_0, b_0 dimensões do betão confinado;

b_i espaçamento entre as armaduras longitudinais;

s_h espaçamento entre estribos;

ρ_{sx} percentagem entre a armadura transversal paralela na direção x de carregamento ($\frac{A_{sx}}{b_w s_h}$);

A_{sx} armadura transversal segundo a direção x ;

b_w espessura das zonas confinadas;

f_{yw} tensão de cedência dos estribos;

ρ_d percentagem de armadura de reforço diagonal, em cada direção diagonal, se existir.

Em alternativa, podemos calcular o valor da rotação total da corda, a partir da equação 45:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \left(\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5 L_{pl}}{L_v} \right) \right) \quad (45)$$

em que:

φ_u curvatura última na extremidade do elemento;

φ_y curvatura de cedência na extremidade do elemento

L_{pl} comprimento das rótulas plásticas, que se pode calcular pela equação 46:

$$L_{pl} = \frac{L_v}{30} + 0,2h + 0,11 \frac{d_b L f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (46)$$

em que:

d_{bL} média dos diâmetros da armadura de tração (em mm);

f_y valor médio da tensão de cedência do aço (em MPa).

- Estado limite Significant Damage

Para o caso do estado limite Significant Damage, podemos assumir que a rotação da corda é $\frac{3}{4}$ da rotação, para o estado limite Near Collapse (θ_{um}).

- Estado limite Damage Limitation

No caso deste estado limite se a verificação for feita em termos de deformações, a capacidade dada pela rotação da corda de cedência tem duas formas equivalentes possíveis para o caso de serem vigas ou pilares, e duas formas para o caso de serem paredes ou vigas em T. Sendo assim, para as vigas ou pilares a fórmula principal para o cálculo do θ_y é dado pela equação 47:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0014 * \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_{bL} f_y}{6\sqrt{f_c}} \quad (47)$$

em que:

θ_y rotação de cedência na extremidade do elemento;

a_v variação da tensão no diagrama de momentos flectores: a_v é igual a 1, caso as fendas por corte sejam esperadas, apenas depois de haver cedência por flexão; caso contrário o valor é igual a 0;

z braço interno do elemento ($\approx 0,8h$);

$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$;

E_s modulo de elasticidade do aço;

d, d' profundidade das armaduras de tração e de compressão respetivamente;

Em alternativa o cálculo de θ_y pode ser feito através da equação 48:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0014 * \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + \varphi_y \frac{d_{bL} f_y}{6\sqrt{f_c}} \quad (48)$$

Para o caso de paredes ou vigas em T o cálculo do θ_y é realizado com a equação 49:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0013 + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_{bL} f_y}{6\sqrt{f_c}} \quad (49)$$

Em alternativa, pode ser calculada a partir da equação 50:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0013 + \varphi_y \frac{d_{bL} f_y}{6\sqrt{f_c}} \quad (50)$$

3.2.5.2. Vigas, pilares e paredes sujeitos a esforço transversal

- Estado limite Near Collapse

Para o estado limite Near Collapse, o esforço transversal resistente controlado pelos estribos é calculado a partir da equação 51:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) * \right. \\ \left. 0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \quad (51)$$

em que:

x altura da zona comprimida;

A_c área da secção transversal;

μ_{Δ}^{pl} parte plástica da rotação da corda. Calcula-se a partir de $= \frac{\theta - \theta_y}{\theta_y}$;

ρ_{tot} percentagem da armadura longitudinal.

V_w contribuição da armadura de esforço transversal para a resistência ao corte. Para secções retangulares aplica-se a equação 52:

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad (52)$$

sendo ρ_w taxa de armadura transversal.

Nos pilares em que $\frac{L_v}{h} \leq 2$ tem que se verificar se nas secções de extremidade, a resistência ao corte $V_{R,max}$ é maior que V_R , de modo a que, devido ao carregamento cíclico não se desenvolva rotura ao longo da diagonal do pilar. Sendo assim $V_{R,max}$ calcula-se através da equação 53.

$$V_{R,max} = \frac{4}{7} (1 - 0,02 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \left(1 + 1,35 \frac{N}{A_c f_c} \right) (1 + 0,45(100\rho_{tot})) \sqrt{\min(40; f_c)} b_w z \sin 2\delta \quad (53)$$

sendo δ ângulo entre a diagonal e o eixo do pilar. O ângulo δ é calculado a partir de $\tan \delta = \frac{h}{2L_v}$;

Estes valores de V_R e $V_{R,max}$ devem ser comparados com o valor da resistência do esforço transversal, calculado de acordo com o EC2, assumindo a resistência ao corte, o menor desses 3 valores.

- Estado limite Significant Damage e Estado limite Damage Limitation

Para estes dois estados limites o EC8-3 diz que não é obrigatória a verificação ao esforço transversal, a menos que sejam estes dois estados a serem verificados ou apenas um deles. Nesse caso, aplica-se as regras que se utiliza para o estado limite Near Collapse.

4

DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO PARA AS CLASSES DE DUCTILIDADE BAIXA E MÉDIA

4.1. INTRODUÇÃO

O estudo incide sobre o dimensionamento de um edifício de escritórios localizado em Lagos. É constituído por 4 pisos de 3 metros de altura cada (altura total do edifício: 12 metros). O edifício é regular em planta, e tem de dimensões 17,20x12,90m, medidos a partir do centro dos pilares. No dimensionamento da estrutura foi tido em conta a localização das escadas, devido à existência de vigas a meia altura dos pilares para estas poderem ser suportadas.

O edifício é de classe de importância II (edifícios correntes), estando construído sobre um terreno do Tipo B. Para este estudo não se vão dimensionar as fundações da estrutura, admitindo-se que estas poderão ser realizadas com fundações diretas.

Os elementos resistentes verticais e horizontais são construídos com betão armado, sendo as paredes exteriores em alvenaria de tijolo.

4.2. MATERIAIS

Para este estudo vai ser utilizado um betão C30/37 e um aço A500 C. As principais características dos materiais encontram-se nas Tabela 13 e 14.

Tabela 13 – Características do betão a utilizar

Materiais	Características	
Betão C30/37	f_{ck}	30 MPa
	f_{cd}	20 MPa
	f_{ctm}	2,9 MPa
	E_{cm}	33 GPa
	γ	25 kN/m ³

Tabela 14 – Características do aço a utilizar

Materiais	Características	
Aço A500 C	f_{syk}	500 MPa
	f_{syd}	435 MPa
	E_s	200 GPa
	ϵ_{syd}	0,002175

4.3. AÇÕES

4.3.1. CARGAS PERMANENTES

As cargas verticais consideradas foram:

- Peso próprio dos elementos estruturais horizontais, verticais e lajes com 0,15 cm de espessura;
- Peso dos revestimentos + peso das paredes interiores – 2,5 kN/m²;
- Peso das paredes exteriores – 5,4 kN/m;
- Peso das escadas – 8 kN/m.

É importante referir que a carga relativa às paredes interiores é distribuída por toda a laje, sendo uma carga por metro quadrado. O valor da carga das paredes exteriores corresponde a 75% do peso total das paredes, de modo a considerar as aberturas que podem existir ao longo das mesmas. A carga foi distribuída pelas vigas de contorno do edifício, correspondendo a uma carga por metro. As cargas relativas às escadas foram distribuídas pelas vigas que as suportam, através de uma carga distribuída ao longo dessas mesmas vigas.

4.3.2. SOBRECARGAS

Foi considerada a sobrecarga devido à utilização do edifício destinado a escritórios. Pelo Eurocódigo 0 (EN 1990) deve-se considerar uma carga de 3kN/m² com $\Psi_0 = 0,7$, $\Psi_1 = 0,5$, $\Psi_2 = 0,3$. Na cobertura, sendo esta não acessível, por simplificação, não foi considerada sobrecarga.

4.3.3. COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Nas análises realizadas vai optar-se por não considerar os efeitos da ação do vento visto que o edifício em estudo possui baixa altura e a ação do sismo vai ser sempre mais condicionante.

Nas combinações de ações, é necessário ter em atenção o facto de se ter duas possíveis ações variáveis base (ação sísmica e sobrecarga devido à utilização do edifício para escritórios). Ao considerar a ação do sismo como ação variável base, a combinação da ação definida pelo Eurocódigo 0 (EC0) é:

$$E_d = 1,00G_{k,j} + \varphi_{2,i} * Q_{k,i} + A_{Ed} \quad (54)$$

em que:

$G_{k,j}$ cargas permanentes;

$Q_{k,i}$ sobrecarga relativa ao tipo de utilização;

A_{Ed} ação sísmica.

No caso da ação variável base ser a sobrecarga, a combinação de ações é:

$$E_d = 1,35G_{k,j} + 1,5Q_{k,i} \quad (55)$$

4.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A planta do edifício encontra-se na Figura 5. Sendo este um edifício de 4 pisos, não se achou necessário fazer redução de dimensões das secções transversais em altura, nem de redução de armaduras ao longo da altura dos pilares nem nas vigas ao longo dos vários pisos. Em função do edifício a dimensionar, optou-se por fazer grupos de pilares, sendo eles os pilares de canto, pilares laterais e pilares centrais. As vigas também foram divididas em dois grupos: vigas laterais e vigas centrais. Esta classificação encontra-se definida na Tabela 15 sendo as coordenadas dos elementos referidos na planta geral apresentada na Figura 5.

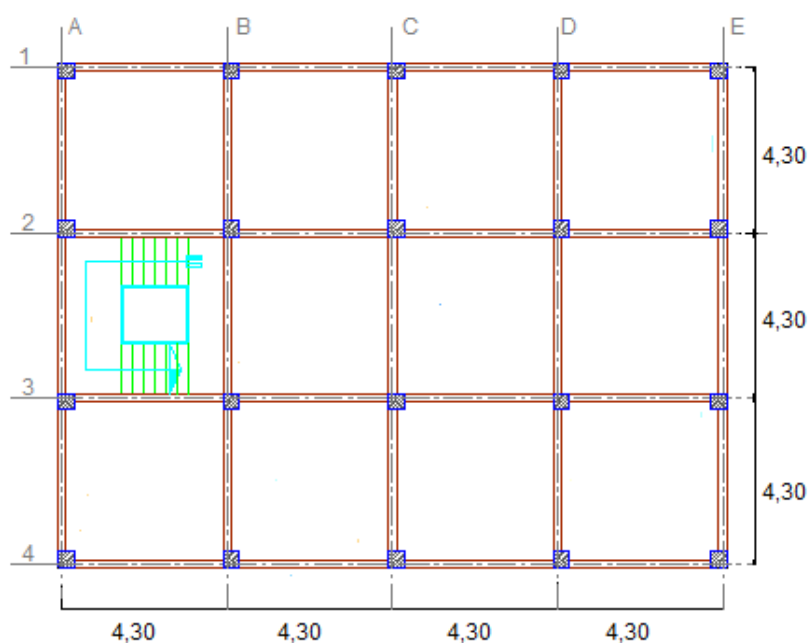


Figura 5 – Planta do edifício em estudo

Tabela 15 – Classificação dos elementos estruturais nos grupos respetivos

Elemento	Correspondente Numeração
Pilar de Canto	P _{A-1} P _{A-4} P _{E-1} P _{E-4}
Pilar Lateral	P _{B-1} P _{C-1} P _{D-1} P _{A-2} P _{E-2} P _{A-3} P _{E-3} P _{B-4} P _{C-4} P _{D-4}
Pilar Central	P _{B-2} P _{B-3} P _{C-2} P _{C-3} P _{D-2} P _{D-3}
Viga Lateral	V _{1-AB} V _{1-BC} V _{1-CD} V _{1-DE} V _{4-AB} V _{4-BC} V _{4-CD} V _{4-DE} V _{A-12} V _{A-23} V _{A-34} V _{E-12} V _{E-23} V _{E-34}
Viga Central	V _{2-AB} V _{2-BC} V _{2-CD} V _{2-DE} V _{3-AB} V _{3-BC} V _{3-CD} V _{3-DE} V _{B-12} V _{B-23} V _{B-34} V _{C-12} V _{C-23} V _{C-34} V _{D-12} V _{D-23} V _{D-34}

4.4.1. PILARES

Para o dimensionamento dos pilares, foi utilizado o conceito de áreas de influência e as cargas verticais em estado limite último. De referir que, no cálculo da carga vertical em estado limite último, foi considerado mais 10% devido ao peso próprio dos pilares. No pré-dimensionamento optar-se-á por colocar todos os pilares quadrado. Sendo assim, através da equação 56 pode-se chegar às dimensões apresentadas na tabela 16.

$$A_c = \frac{N_{sd}}{0,6 a 0,8 f_{cd}} \quad (56)$$

em que:

A_c área do pilar;

N_{sd} valor de cálculo do esforço normal em estado limite último;

f_{cd} valor de cálculo da resistência do betão à compressão.

Tabela 16 – Dimensões do pré-dimensionamento dos pilares

Tipo de Pilar	Dimensões (m)
Pilar de Canto	0,20x0,20
Pilar Lateral	0,30x0,30
Pilar Central	0,25x0,25

4.4.2. VIGAS

No caso das vigas o processo foi semelhante, utilizando as equações 57 e 58. Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 17.

$$h = \frac{l}{10 a 12} \quad (57)$$

$$b = (0,3 a 0,5)h \quad (58)$$

em que:

b largura da seção transversal;

h altura da seção transversal;

l vão do elemento.

Tabela 17 – Dimensões do pré-dimensionamento das vigas

Tipo de Pilar	Dimensões (m)
Viga Lateral	h=0,40 b=0,15
Viga Central	h=0,40 b=0,15

4.5. MODELAÇÃO

Para a realização deste trabalho foi utilizado o programa de cálculo automático Autodesk Robot Structural Analysis 2017. Construiu-se a estrutura que se encontra na Figura 6. As lajes foram consideradas como diafragmas rígidos para que a deformação do piso, no seu plano, seja desprezável. As fundações são considerados encastramentos perfeitos.

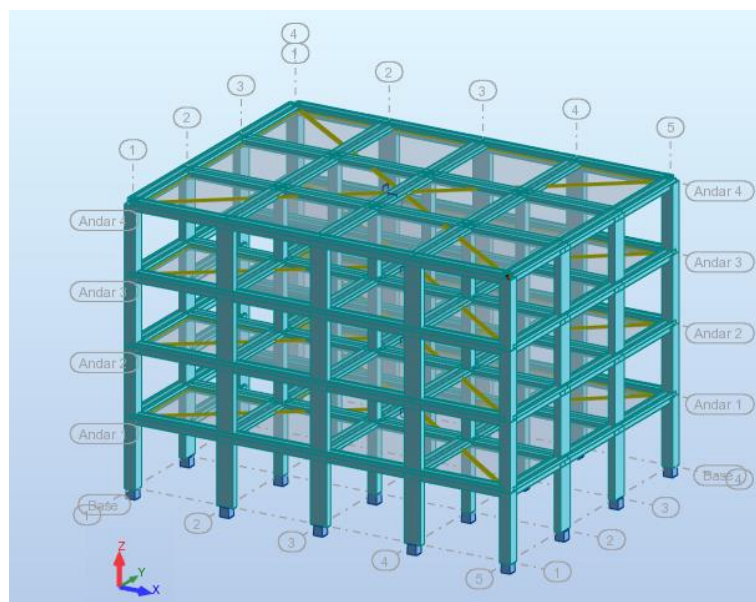


Figura 6 – Modelo tridimensional da estrutura no programa Autodesk Robot Structural Analysis 2017

Na consideração das forças sísmicas, de modo a ter em conta a fendilhação dos elementos, as propriedades de rigidez elástica de flexão e do esforço transversal dos elementos primários são 50% das propriedades de elementos não fendilhados, tal como referido no EC8-1.

Os resultados fornecidos por este programa de cálculo, ao nível dos esforços, seguem o referencial local dos elementos. Isto significa que o eixo x é o eixo axial do elemento, o eixo y o eixo de maior inércia do elemento e, por último, o eixo z o eixo de menor inércia. Em termos de resultados de deslocamentos, estes são fornecidos no referencial global. De referir que, os resultados relativos aos esforços que se encontram nesta dissertação foram previamente tratados e encontram-se relativos ao referencial global, de modo a ser de mais fácil interpretação.

Os efeitos de torção nos pilares foram desprezados, dimensionando os elementos à flexão de acordo com o nível de esforço axial a que se encontram sujeitos.

Nesta dissertação, foi utilizado o método de análise por forças laterais, descrito na secção 2.3.2.1 da mesma, aplicando os efeitos acidentais de torção, definidos na secção 2.3.1. Para o cálculo das frequências da estrutura foi aplicado o Método de Rayleigh.

A modelação das secções dos pilares e das vigas centrais não apresenta dificuldades, pois o programa permite introduzir as dimensões de secções quadradas e de secções em T de maneira direta. O caso das vigas laterais, por terem uma secção em L, estas foram modeladas igualmente com secções em T dado que o programa não permite a utilização das secções em L. Esta secção foi adotada, pois deste modo a área e a inércia em relação ao eixo horizontal mantiveram-se com valores reais.

4.6. DIMENSIONAMENTO DO EDIFÍCIO PARA A CLASSE DE DUCTILIDADE BAIXA

O dimensionamento vai ser realizado com o objetivo de termos taxas de armaduras nas vigas na ordem de 1,5% e nos pilares de 1,0%. No dimensionamento do edifício consideram-se nove combinações: oito combinações de ações sísmicas em que o modelo tinha 50% da rigidez e uma combinação sem a ação sísmica com 100% da rigidez. Para todos os elementos dimensionados, a combinação sem ação sísmica nunca foi condicionante. Começando o dimensionamento com as dimensões calculadas no pré dimensionamento, rapidamente se percebeu que estariam longe do que era esperado. Por isso foram tomadas algumas opções, de modo a otimizar o dimensionamento. Assim, foi decidido deixar os pilares de canto e os pilares centrais quadrados como inicialmente previsto, alterando os pilares laterais para pilares retangulares. As vigas também sofreram alterações passando a ser vigas em T aproveitando a presença da laje para possuírem menor altura. Este aumento foi feito de acordo com o artigo 5.3.2.1 do EC2-1. Tendo em conta os dados descritos nessa secção, para o $l_0=0,15*(4,3*4,3)=1,3\text{m}$, foi calculado um $b_{\text{eff}}=0,2*1,3=0,26\text{m}$. Sendo os vãos todos iguais e a condição que limita o b_{eff} ser $0,2l_0$, apenas é necessário calcular uma vez o b_{eff} , sendo este igual para todas as vigas. Assim as dimensões finais das secções transversais dos elementos da estrutura estão representadas na Tabela 18.

Tabela 18 – Dimensões dos elementos após dimensionamento para a ductilidade baixa

Tipo Pilar	Dimensões (m)
Pilar de Canto	0,60x0,60
Pilar Lateral	0,50x1,00
Pilar Central	0,60x0,60
Viga Lateral	$h_{\text{tot}}=0,60$ $h_{\text{laje}}=0,15$ $b_w=0,40$ $b_{\text{tot}}=0,66$
Viga Central	$h_{\text{tot}}=0,50$ $h_{\text{laje}}=0,15$ $b_w=0,30$ $b_{\text{tot}}=0,82$

Na Figura 7 encontra-se a representação gráfica da viga para uma melhor compreensão.

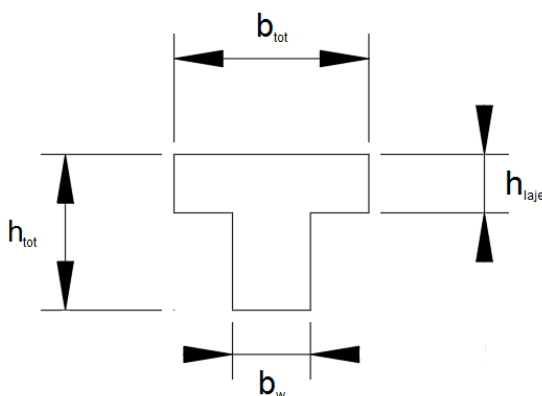


Figura 7 - Representação esquemática da viga

4.6.1. ANÁLISE DA REGULARIDADE DA ESTRUTURA

Em termos de regularidade em planta o edifício é:

- Aproximadamente simétrico em relação a dois eixos ortogonais;
- A planta do piso é compacta;
- A rigidez do piso é suficientemente grande quando comparada com a rigidez lateral dos elementos verticais;
- $\lambda = \frac{17,20}{12,90} = 1,333 \leq 4$;
- As condições relativas à excentricidade estrutural e ao raio de torção são verificadas.

Em termos de regularidade em altura o edifício tem:

- Elementos contínuos desde a fundação até ao topo;
- A rigidez lateral e a massa dos pisos aproximadamente iguais da base até ao topo;
- A estrutura sem recuos.

Concluindo, observa-se que o edifício é regular em planta e regular em altura.

4.6.2. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO, FREQUÊNCIA DA ESTRUTURA E ESPECTRO DE CÁLCULO

Como esta é uma estrutura dimensionada para baixa ductilidade, o coeficiente de comportamento a utilizar é 1,5.

Como já referido, o cálculo das frequências vai ser realizado pelo Método de Rayleigh. Sendo assim para a direção X, os cálculos parciais para a determinação da frequência são apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 – Frequência da estrutura para a estrutura de ductilidade baixa na direção X

	Massa (ton)	Deslocamentos (cm)
1º piso	2953,70	0,90
2º piso	2953,70	2,14
3º piso	2953,70	3,06
Cobertura	1813,74	3,54
Frequência	3,03	Hz

Para a direção Y, os cálculos parciais para a determinação da frequência são apresentados na Tabela 20.

Tabela 20 - Frequência da estrutura para a estrutura ductilidade baixa na direção Y

	Massa (ton)	Deslocamentos (cm)
1º piso	2953,70	1,02
2º piso	2953,70	2,41
3º piso	2953,70	3,42
Cobertura	1813,74	3,95
Frequência	2,86	Hz

De referir que, para o cálculo das frequências em X, os deslocamentos em todos os pórticos pertencentes aos pisos foram iguais. No cálculo das frequências em Y o caso foi um pouco diferente, visto que a viga a meia altura dos pilares que suporta a escada causa uma ligeira irregularidade na rigidez do edifício, fazendo com que os deslocamentos nos pórticos em Y não sejam iguais. Sendo assim, existem duas opções para tratar a questão: fazer a média dos deslocamentos ou utilizar o valor dos deslocamentos máximos. Tendo em conta que com os deslocamentos máximos poderá obter-se uma frequência menor em comparação com a obtida com os deslocamentos médios, optou-se por calcular a frequência com os deslocamentos máximos de modo a poder ter acelerações maiores no dimensionamento.

A Tabela 21 apresenta as frequências segundo as duas direções assim como os respetivos períodos.

Tabela 21 – Frequências e períodos da estrutura para a estrutura de ductilidade baixa segundo as duas direções

F_x (Hz)	T_x (s)
3,03	0,33
F_y (Hz)	T_y (s)
2,86	0,35

Tendo em conta a localização da estrutura (Lagos), para um sismo do Tipo 1, $a_{gR} = 2,5 \text{ m/s}^2$, e para um sismo do Tipo 2, $a_{gR} = 1,7 \text{ m/s}^2$, considerando o parâmetro S e o coeficiente de comportamento a adotar (1,5), os espectros de cálculo para os dois tipos de ação encontram-se na Figura 8.

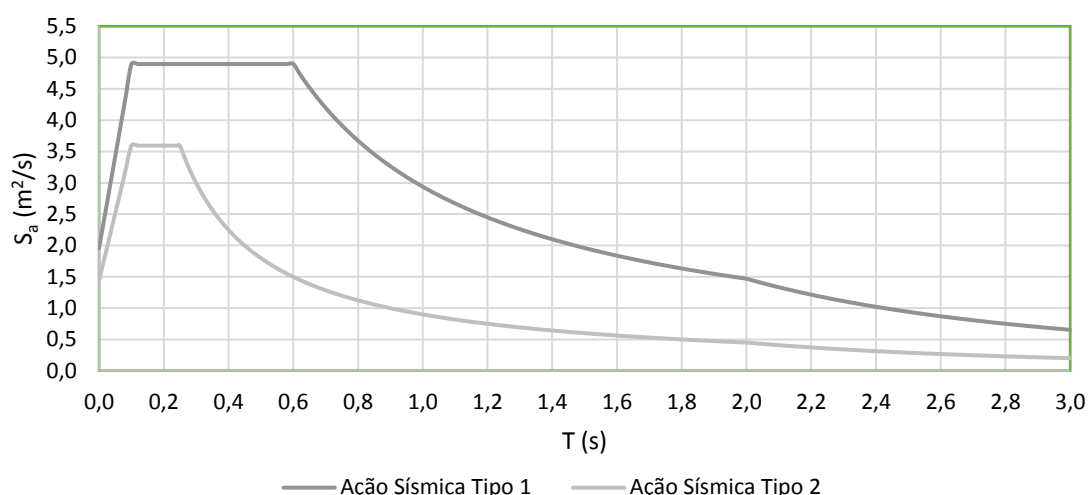


Figura 8 - Espectros de cálculo para a estrutura de ductilidade baixa

4.6.3. MÉTODO DE ANÁLISE POR FORÇAS LATERAIS

Antes de passar à análise propriamente dita, foram determinadas as excentricidades adicionais para se ter em conta os efeitos acidentais da torção. Essas excentricidades tomam os valores de 0,65 m quando aplicadas às forças na direção X e 0,86 m para as forças aplicadas na direção Y.

Analisando o espectro da Figura 8, facilmente se vê que a Ação Sísmica Tipo 1 é mais gravosa em comparação com a Ação Sísmica Tipo 2. Apesar disso, foi calculada a aceleração para os dois tipos de sismo a considerar. A Tabela 22 apresenta esses valores.

Tabela 22 – Valores da aceleração a utilizar em cada direção em função do tipo de Ação Sísmica

	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2
Direção X	4,90 (m/s ²)	3,59 (m/s ²)
Direção Y	4,90 (m/s ²)	3,59 (m/s ²)

Assim, confirma-se que a Ação Sísmica Tipo 1 é a mais gravosa, sendo o valor da aceleração igual a 4,90 m/s² para ambas as direções. Calculando o valor da força de corte na base, obtêm-se os valores que se encontram na Tabela 23. Tem-se que ter em atenção ao parâmetro λ , visto que o edifício tem mais de 2 pisos e que $T_1 \leq 2T_C$.

Tabela 23 – Força de corte basal para cada direção para a estrutura de ductilidade baixa

	λ	Força Corte Basal (kN)
Direção X	0,85	4528,32
Direção Y	0,85	4528,32

Deste modo pode calcular-se o valor das forças a aplicar pelos pisos. Esses valores encontram-se na Tabela 24.

Tabela 24 – Forças a aplicar por piso para as duas direções para a estrutura de ductilidade baixa

Piso	F_{KX} (kN)	F_{KY} (kN)
1º piso	535,50	535,50
2º piso	1071,00	1071,00
3º piso	1606,50	1606,50
Cobertura	1315,31	1315,31
Σ	4528,32	4528,32

Estes valores têm que ser divididos pelo número de pórticos e as forças são aplicadas por pórtico. Além deste pormenor, é importante referir que nas combinações necessárias para o cálculo dos efeitos da ação sísmica, devem-se combinar as forças sísmicas em X aplicadas no sentido positivo e no sentido negativo, com as forças sísmicas em Y no sentido positivo e negativo. Desta forma, devido as ações sísmicas ter-se-ão 8 combinações.

4.6.4. VERIFICAÇÃO DO ESTADO DE LIMITAÇÃO DE DANOS

Na estrutura considerou-se que os elementos não estruturais são constituídos por materiais frágeis fixos a estrutura. Sendo assim, é necessário verificar a equação 21. Deste modo, na Tabela 25 encontra-se a verificação de limitação de danos para a direção X.

Tabela 25 – Verificação do estado de limitação de danos na direção X para a estrutura de ductilidade baixa

Piso	d_{modelo} (cm)	$d_{\text{modelo}} \cdot q$ (cm)	d_{relativo} (cm)	v	$d_{\text{relativo}} \cdot v$ (m)	h (m)	$0,005h$ (m)
1º piso	0,42	0,62	0,62	0,4	0,002	3,0	0,015
2º piso	1,06	1,59	0,97	0,4	0,004	3,0	0,015
3º piso	1,59	2,39	0,80	0,4	0,003	3,0	0,015
Cobertura	1,91	2,86	0,47	0,4	0,002	3,0	0,015

Estes valores foram calculados quando aplicada a força sísmica na direção X no sentido positivo. É necessário verificar esta situação quando aplicadas as forças sísmicas no sentido negativo. Visto a estrutura ser simétrica, o facto de aplicar as forças sísmicas em X com sinal positivo ou negativo vai traduzir-se em deslocamentos iguais apenas com sinais diferentes. Visto que a grandeza dos valores se mantém, foi feita a análise apenas para as forças sísmicas X com sinal positivo.

No caso da direção Y, irá optar-se por mostrar os deslocamentos máximos por piso na verificação do estado de limitação de danos, visto que os deslocamentos máximos são os maiores deslocamentos que

a estrutura pode sofrer e caso se verifique para os máximos também acontecerá para os outros casos. Sendo assim, esta verificação é feita para a direção Y na Tabela 26.

Tabela 26 - Verificação do estado de limitação de danos na direção Y para a estrutura de ductilidade baixa

Piso	d _{modelo} (cm)	d _{modelo} *q (cm)	d _{relativo} (cm)	v	d _{relativo} *v (m)	h (m)	0,005h (m)
1º piso	0,49	0,73	0,73	0,4	0,003	3,0	0,015
2º piso	1,24	1,85	1,12	0,4	0,004	3,0	0,015
3º piso	1,85	2,77	0,92	0,4	0,004	3,0	0,015
Cobertura	2,21	3,31	0,54	0,4	0,002	3,0	0,015

Da mesma forma que para as forças sísmicas X foram apenas aplicadas as forças com sinal positivo, também nas forças sísmicas Y foram tomadas as mesmas decisões.

4.6.5. VERIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

Como já referido na secção 2.4.1 desta dissertação, para a não consideração dos efeitos de 2ª ordem no edifício, o coeficiente θ tem que ser inferior a 0,10. No caso da direção X, esta verificação encontra-se na Tabela 27, enquanto que a direção Y encontra-se na Tabela 28.

Tabela 27 – Verificação dos efeitos de 2ª ordem para a direção X para a estrutura de baixa ductilidade

Piso	h (m)	P _{total} (kN)	d _{relativo} (cm)	V _x (kN)	θ
1º piso	3,0	11087,63	0,62	4703,43	0,005
2º piso	3,0	8030,73	0,97	4150,63	0,006
3º piso	3,0	4973,84	0,80	3045,03	0,004
Cobertura	3,0	1916,94	0,47	1386,62	0,002

Tabela 28 - Verificação dos efeitos de 2ª ordem para a direção Y para a estrutura de baixa ductilidade

Piso	h (m)	P _{total} (kN)	d _{relativo} (cm)	V _y (kN)	θ
1º piso	3,0	11087,63	0,73	4703,43	0,006
2º piso	3,0	8030,73	1,12	4150,63	0,007
3º piso	3,0	4973,84	0,92	3045,03	0,005
Cobertura	3,0	1916,94	0,54	1386,62	0,002

Como se verifica, o valor de θ é bastante inferior a 0,10, logo não é necessário considerar os efeitos de 2ª ordem.

4.6.6. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS E TRANSVERSAIS DAS VIGAS

O dimensionamento das vigas vai ser realizado por flexão simples, visto estas não terem esforço axial. Outro pormenor importante é que o dimensionamento vai ser feito para as extremidades das vigas, o que pode vir a influenciar a armadura inferior a dispor nas vigas. Para o dimensionamento por flexão simples, devem-se ter presentes as equações 59 e 60 que permitem chegar ao valor da armadura necessária.

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{bd^2 f_{cd}} \quad (59)$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{bd f_{cd}} \quad (60)$$

em que:

- μ valor reduzido do momento fletor;
- ω percentagem mecânica de armadura;
- A_s área de secção de armadura;
- d altura útil da secção transversal;
- f_{yd} valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras.

Analisando as várias combinações, para o caso das vigas laterais, verificou-se que as combinações que levam a momentos máximos positivos e momentos máximos negativos nas vigas são aquelas em que se considerou a força sísmica em Y aplicada na sua totalidade e 30% das forças sísmicas em X. Esses momentos máximos positivos e negativos acontecem ambos na viga V_{E-23}. Sendo assim, a Tabela 29 mostra o dimensionamento para a viga V_{E-23} na combinação em que a força sísmica em Y é aplicada na totalidade no sentido positivo e combinada com 30% da força sísmica em X também aplicada no sentido positivo.

Tabela 29 – Dimensionamento da armadura longitudinal das vigas laterais para a estrutura de baixa ductilidade

		N (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	μ	ω	A _s (cm ²)
V _{E-23}	Esquerda	0,00	-560,75	0,80	0,23	0,27	27,05
	Direita	0,00	493,57	0,80	0,12	0,13	22,22

Tendo em conta as necessidades de armadura, optou-se por colocar 4 ϕ 25+3 ϕ 20 (A_s=29,05 cm²) de armadura superior e colocar 3 ϕ 25+3 ϕ 20 (A_s=24,15 cm²) de armadura inferior.

No caso das vigas centrais, os momentos máximos acontecem nas combinações em que as forças sísmicas Y entram na sua totalidade e as forças sísmicas X entram com 30%, assim como nas vigas laterais. No caso das vigas centrais, os momentos máximo e mínimo não acontecem na mesma viga, como nas vigas laterais, mas sim nas vigas V_{D-12} e V_{D-34}. Tal como nas vigas laterais, na Tabela 30, os resultados vão ser apresentados para a combinação de 100% forças sísmicas Y no sentido positivo e 30% das forças sísmicas X no sentido positivo.

Tabela 30 - Dimensionamento da armadura longitudinal das vigas centrais para a estrutura de baixa ductilidade

		N (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	μ	ω	A _s (cm ²)
V _{D-12}	Esquerda	0,00	-380,93	0,49	0,24	0,28	21,02
V _{D-34}	Direita	0,01	306,01	0,53	0,07	0,08	14,74

Tendo em conta estes valores, decidiu-se colocar 7 ϕ 20 (A_s=21,99 cm²) como armadura superior e colocar 5 ϕ 20 (A_s=15,71 cm²) como armadura inferior.

É necessário ter em atenção que a armadura inferior não tem espaçamento suficiente para ser colocado em apenas uma camada, visto serem 6 varões para as vigas laterais e 5 para as vigas centrais. Nestes casos, a armadura deve ser disposta em duas camadas.

Tendo em atenção que o dimensionamento para estruturas com baixa ductilidade é feito de acordo com o EC2-1, deve-se verificar a percentagem de armadura nas secções das vigas. Assim, a Tabela 31 faz a comparação entre taxas de armaduras.

Tabela 31 – Verificação de taxas de armaduras máximas e mínimas das vigas para a estrutura de baixa ductilidade

	ρ	$\rho_{\text{máx}}$	$\rho_{\text{mín}}$
Viga Lateral	1,91%	4%	0,12%
Viga Central	1,56%	4%	0,09%

Olhando para a Tabela 31 observa-se que as percentagens de armaduras das vigas cumprem os valores regulamentares do EC2-1. Comparando estas taxas de armadura com o valor objetivo de 1,5%, observa-se que as taxas obtidas são suficientemente próximas desse valor para serem aceites.

Em termos de armadura de esforço transversal, tal como na armadura longitudinal, as combinações mais gravosas são as que combinam 100% da força sísmica em Y com 30% das forças sísmicas em X. Sendo assim, para o cálculo da armadura transversal nas vigas laterais, utiliza-se a mesma combinação que para o dimensionamento da armadura longitudinal. Deste modo, na Tabela 32 encontra-se o dimensionamento da viga V_{E-23} para a combinação de 100% das forças sísmicas Y no sentido positivo e 30% das forças sísmicas X no sentido positivo.

Tabela 32 - Dimensionamento da armadura transversal das vigas laterais para a estrutura de baixa ductilidade

	N (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)	ρ	cotg θ	z (m)	A _{sw} (cm ² /m)
V _{E-23}	0,00	0,00	-287,88	1,79%	2,5	0,50	5,31

Tendo em conta este resultado, optou-se por colocar 2 ramos ϕ 6//0,10 (A_s=5,66 cm²/m).

No caso das vigas centrais, as vigas mais carregadas são, novamente, as V_{D-12} e V_{D-34} para as combinações em que se considera 100% da força sísmica em X e 30% da força sísmica em Y. Tal como no cálculo das armaduras longitudinais, para as armaduras transversais utiliza-se a combinação de 100%

forças sísmicas Y no sentido positivo e 30% das forças sísmicas X no sentido positivo para a V_{D-12} . O dimensionamento obtido encontra-se na Tabela 33.

Tabela 33 - Dimensionamento da armadura transversal das vigas centrais para a estrutura de baixa ductilidade

	N (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)	ρ	$\cotg \theta$	z (m)	A_{sw} (cm ² /m)
V_{D-12}	0,00	0,00	199,86	1,42%	2,5	0,45	4,05

Tendo por base estes resultados foi escolhida uma armadura transversal de 2 ramos $\phi 6//0,125$ ($A_s=4,52$ cm²/m).

Após este cálculo, é preciso verificar se as armaduras de esforço transversal verificam o $V_{Rd,max}$ que é calculado a partir da equação 61.

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (61)$$

em que:

α_{cw} coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido;

b_w menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido;

z braço do binário das forças interiores em flexão;

v_1 coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido;

θ angulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga.

Na Tabela 34 encontra-se a verificação da equação 61 para ambas as vigas que cumpre o limite de $V_{Rd,max}$.

Tabela 34 – Cálculo do $V_{Rd,max}$ para as vigas através do EC2-1

	b_w (m)	z (m)	f_{cd} (MPa)	$\cotg \theta$	$V_{Rd,max}$ (kN)
Viga Lateral	0,40	0,50	20	2,50	726,24
Viga Central	0,30	0,45	20	2,50	495,52

4.6.7. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS E LONGITUDINAIS DOS PILARES

No caso dos pilares o dimensionamento terá que ser feito para flexão desviada. Deste modo devem-se ter presentes as equações 62 a 65 que facilitam este dimensionamento.

$$\nu = \frac{N_{Rd}}{b h f_{cd}} \quad (62)$$

$$\mu_x = \frac{M_{Edx}}{hb^2 f_{cd}} \quad (63)$$

$$\mu_y = \frac{M_{Edy}}{bh^2 f_{cd}} \quad (64)$$

$$\omega = \frac{A_{s,tot}}{bh} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (65)$$

Irá começar-se pelo dimensionamento dos pilares de canto. Neste grupo de pilares, optou-se por colocar armadura igual em todas as faces. Mais uma vez, como nas vigas, a combinação em que é necessária mais armadura é aquela que combina a totalidade da força sísmica em Y com 30% da força sísmica em X. Os pilares mais gravosos são os pilares P_{E-4} e o P_{E-1}. Para o pilar P_{E-4}, a combinação mais gravosa é de 100% das forças sísmicas Y no sentido positivo com 30% das forças sísmicas em sentido positivo, enquanto que para o pilar P_{E-1} para a combinação é de 100% das forças sísmicas Y em sentido positivo com 30% das forças sísmicas em X no sentido negativo. Como os esforços resultantes são iguais, na Tabela 35 vai ilustra-se o dimensionamento do pilar P_{E-4} na combinação referida.

Tabela 35 – Dimensionamento da armadura longitudinal nos pilares de canto para a estrutura de baixa ductilidade

		N (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	v	μ _x	μ _y	ω	A _s (cm ²)
P _{E-4}	Base	-38,22	-433,94	-139,71	0,01	0,10	0,03	0,32	52,99

Optou-se por colocar 7φ16 por face (A_{s,total}=56,28 cm²).

Para os pilares centrais verificou-se, tal como nos pilares de canto, que as combinações que necessitam de ter mais armadura são as que combinam 100% das forças sísmicas em Y com 30% das forças sísmicas em X. Neste caso, não há um pilar em específico que se sobressaia aos outros em termos de armadura necessária, visto que os esforços não variarem muito entre os pilares centrais. Assim, vai escolher-se o pilar P_{B-2} com a combinação de 100% das forças sísmicas em Y no sentido positivo com 30% das forças sísmicas em X no sentido negativo. O dimensionamento encontra-se na Tabela 36.

Tabela 36 - Dimensionamento da armadura longitudinal nos pilares de centrais para a estrutura de baixa ductilidade

		N (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	v	μ _x	μ _y	ω	A _s (cm ²)
P _{B-2}	Base	703,35	-399,07	117,06	0,10	0,09	0,03	0,30	49,68

Decidiu colocar-se 4φ20 por face (A_{s,total}=50,28 cm²).

No caso dos pilares laterais, a distribuição de armadura por faces vai ser diferente. Para este caso, decidiu-se dividir com 1/3 A_s nas faces maiores e 1/6 A_s nas faces menores. Também aqui se voltam a repetir as combinações mais gravosas, de tal modo que, na Tabela 37, vai apresentar-se o pilar mais

carregado para a combinação de 100% das forças sísmicas em Y no sentido positivo com 30% das forças sísmicas em X no sentido negativo. O pilar a analisar é o pilar P_{A-3} .

Tabela 37 - Dimensionamento da armadura longitudinal nos pilares laterais para a estrutura de baixa ductilidade

		N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	v	μ_x	μ_y	ω	A_s (cm ²)
P_{A-3}	Base	-123,40	92,15	-1430,79	0,01	0,02	0,14	0,34	78,20

De modo a distribuir a armadura corretamente, foi decidido colocar 13 ϕ 16 na face maior e 7 ϕ 16 na face menor ($A_{s,total}=80,40$ cm²).

Como já foi referido, os valores normais das taxas de armaduras andam a volta de 1%. Observa-se que os valores que se encontram na Tabela 38 são um pouco mais elevados que esse objetivo.

Tabela 38 - Verificação de taxas de armaduras máximas e mínimas dos pilares para a estrutura de baixa ductilidade

	ρ	$\rho_{máx}$	$\rho_{mín}$
Pilar de Canto	1,56%	4%	0,20%
Pilar Lateral	1,61%	4%	0,20%
Pilar Central	1,40%	4%	0,20%

Em termos de esforço transverso, para o pilar de canto, a combinação mais gravosa é 100% da força sísmica em Y positiva e 30% da força sísmica em X negativa para o caso do pilar P_{E-1} , ou então ambas as combinações de igual valor, mas com ambos os sinais negativos para o pilar P_{E-4} . Da mesma forma que para as armaduras longitudinais vai apresentar-se, na Tabela 39, o dimensionamento do pilar P_{E-4} com a combinação de 100% das forças sísmicas Y no sentido negativo com 30% das forças sísmicas em sentido negativo.

Tabela 39 - Dimensionamento da armadura transversal dos pilares de canto para a estrutura de baixa ductilidade

	F_{axial} (kN)	F_x (kN)	F_y (kN)	ρ	$\cotg \theta$	z (m)	A_{sw} (cm ² /m)
P_{E-4}	839,27	211,57	-56,48	1,56%	2,50	0,50	3,89

Tendo em atenção estes resultados, optou-se por colocar 2 ramos $\phi 6//0,125$ ($A_s=4,52$ cm²/m).

Para os pilares centrais, tal como na armadura longitudinal, não existe uma combinação ou pilar que sobressaia em relação aos outros, sendo todos valores de forças transversas muito próximos. Apesar disso, o valor máximo verifica-se para a combinação de 100% da força sísmica em Y positiva e 30% da força sísmica em X negativa para o pilar P_{D-2} e 100% da força sísmica em Y negativa e 30% da força sísmica em X negativa para o pilar P_{D-3} . Neste caso, será apresentado o dimensionamento para o P_{D-3} na Tabela 40.

Tabela 40 - Dimensionamento da armadura transversal dos pilares de centrais para a estrutura de baixa ductilidade

	N (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)	ρ	cotg θ	z (m)	A _{sw} (cm ² /m)
P _{D-3}	747,63	220,29	-59,69	1,40%	2,50	0,50	4,05

Sendo assim, decidiu colocar-se 2 ramos $\phi 6/0,10$ ($A_s=5,66$ cm²/m).

Para os pilares laterais, tem que ter em atenção que os pilares não são quadrados, logo o pilar com mais esforço transversal pode não ser o mais crítico. Para este caso vai apresentar-se o dimensionamento, mostrando a armadura necessária para o esforço máximo e para o esforço de dimensionamento. O esforço máximo acontece na combinação de 100% das forças sísmicas em Y com sinal positivo com 30% das forças sísmicas em X com sinal positivo, ou na combinação de 100% das forças sísmicas em Y com sinal negativo com 30% das forças sísmicas em X com sinal positivo. O esforço de dimensionamento resulta da combinação de 100% das forças sísmicas em X negativas com 30% das forças sísmicas em Y positivas ou da combinação 100% das forças sísmicas em X negativas com 30% das forças sísmicas em Y negativas. Sendo assim, mostrar-se-á o dimensionamento para o pilar P_{A-2}, na Tabela 41, para o esforço máximo e o do pilar P_{C-1}, na Tabela 42, para o esforço de dimensionamento.

Tabela 41 - Dimensionamento da armadura transversal dos pilares laterais para o esforço máximo para a estrutura de baixa ductilidade

	N (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)	ρ	cotg θ	z (m)	A _{sw} (cm ² /m)
P _{A-2}	1143,47	31,65	735,64	1,61%	2,50	0,86	7,87

Tabela 42 - Dimensionamento da armadura transversal dos pilares laterais para o esforço condicionante para a estrutura de baixa ductilidade

	N (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)	ρ	cotg θ	z (m)	A _{sw} (cm ² /m)
P _{C-1}	744,85	-49,08	-561,60	1,61%	2,50	0,41	12,59

Tendo em conta estes resultados, decidiu-se colocar 4 ramos $\phi 8/0,15$ ($A_s=13,40$ cm²/m).

A verificação do $V_{Rd,max}$ para os pilares encontra-se na Tabela 43.

Tabela 43 - Cálculo do $V_{Rd,max}$ para as vigas através do EC2-1

	b _w (m)	z (m)	f _{cd} (MPa)	cotg θ	V _{Rd,max} (kN)
Pilar de Canto	0,60	0,50	20	2,5	1092,41
Pilar Central	0,60	0,50	20	2,5	1092,41
Pilar Lateral	0,30	0,86	20	2,5	939,48

É importante referir que, tal como se verifica na equação 61 o $V_{Rd,max}$ é igual para os pilares laterais, independentemente da sua orientação visto as dimensões serem iguais.

4.7. DIMENSIONAMENTO DO EDIFÍCIO PARA DUCTILIDADE MÉDIA

Apesar do processo de dimensionamento ser diferente, o objetivo será igual ao do dimensionamento realizado para baixa ductilidade, ou seja, as taxas de armaduras das vigas serem 1,5% e a dos pilares 1,0%. Começando o dimensionamento nas dimensões utilizadas para o edifício em baixa ductilidade, fazendo algumas iterações chegou-se às dimensões indicadas na Tabela 44. Apesar de o EC8-1 permitir larguras de banzos maiores, de modo a poder fazer uma melhor comparação com o dimensionamento para baixa ductilidade, irá utilizar-se o mesmo valor de 0,26m como b_{eff} .

Tabela 44 - Dimensões dos elementos após dimensionamento para a média ductilidade

Elemento	Dimensões (m)
Pilar de Canto	0,50x0,50
Pilar Lateral	0,30x0,75
Pilar Central	0,40x0,40
Viga Lateral	$h_{tot}=0,45$ $h_{laje}=0,15$ $b_w=0,25$ $b_{tot}=0,51$
Viga Central	$h_{tot}=0,35$ $h_{laje}=0,15$ $b_w=0,20$ $b_{tot}=0,72$

4.7.1. ANÁLISE DA REGULARIDADE DA ESTRUTURA

Alterando apenas as secções das vigas e dos pilares a verificação das condições de regularidade da estrutura não são afetadas.

4.7.2. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO, FREQUÊNCIA DA ESTRUTURA E ESPECTRO DE CÁLCULO

Sendo o edifício um sistema porticado, para a ductilidade média, o coeficiente de comportamento é $3,0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$. Tendo o edifício vários pisos e pórticos com vários tramos utilizar-se-á $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,3$. Assim o coeficiente de comportamento para esta classe de ductilidade é 3,9.

Na Tabela 45 estão apresentados os cálculos parciais para a determinação da frequência da estrutura para a direção X através do Método de Rayleigh.

Tabela 45 - Frequência da estrutura para a estrutura de ductilidade média na direção X

	Massa (ton)	Deslocamentos (cm)
1º piso	2329,36	2,70
2º piso	2329,36	6,53
3º piso	2329,36	9,32
Cobertura	1354,03	10,79
Frequência	1,74	Hz

A Tabela 47 apresenta os cálculos parciais para a determinação da frequência para a direção Y.

Tabela 46 - Frequência da estrutura para a estrutura de ductilidade média na direção Y

	Massa (ton)	Deslocamentos (cm)
1º piso	2329,36	3,15
2º piso	2329,36	7,57
3º piso	2329,36	10,78
Cobertura	1354,03	12,48
Frequência	1,62	Hz

Salienta-se que, como no caso da baixa ductilidade, os deslocamentos utilizados para o cálculo da frequência em Y são os deslocamentos máximos registados no piso. Na Tabela 47 está a informação relativa à frequência e ao período da estrutura quer na direção X quer na Y.

Tabela 47 - Frequências e períodos da estrutura para a estrutura de ductilidade média nas duas direções

F_x (Hz)	T_x (s)
1,74	0,58
F_y (Hz)	T_y (s)
1,62	0,62

Tendo em conta que o edifício se situa em Lagos, considerando-se o parâmetro S e o coeficiente de comportamento, podem-se desenhar os espectros de resposta para ambos os tipos de sismo que se encontram na Figura 9.

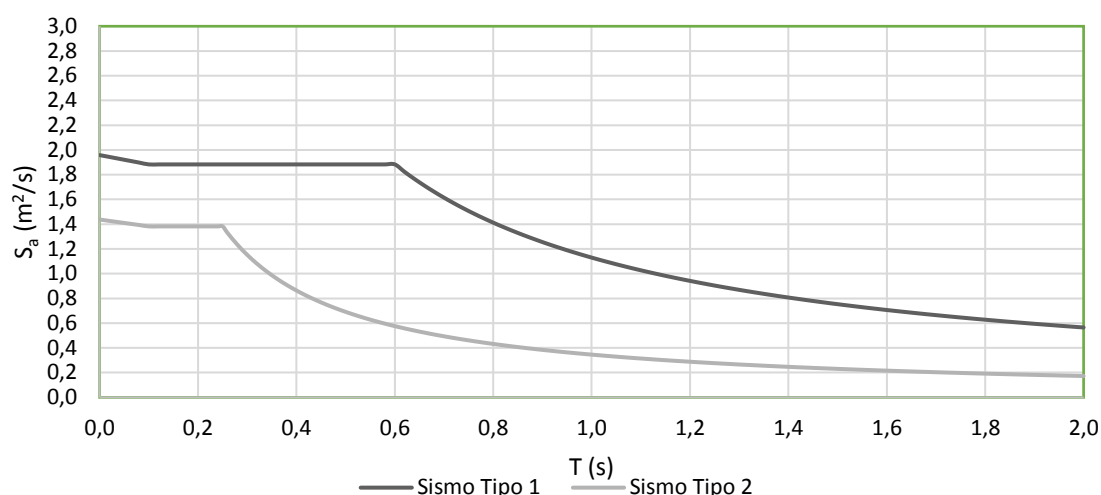


Figura 9 - Espectros de cálculo para a estrutura de média ductilidade

4.7.3. MÉTODO DAS FORÇAS LATERAIS

Refere-se primeiramente que os efeitos acidentais da torção são iguais aos da estrutura de baixa ductilidade, tomando o valor de 0,65 m quando aplicadas as forças na direção X e 0,86 m para as forças aplicadas na direção Y.

Pelos espectros que se encontram na Figura 9, é possível ver que a ação sísmica que condiciona o dimensionamento é a ação sísmica do Tipo 1. Na Tabela 48 encontram-se os valores da aceleração para os dois tipos de ação sísmica.

Tabela 48 - Valor da aceleração a utilizar em cada direção em função do tipo de Ação Sísmica para a estrutura de ductilidade média

	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2
Direção X	1,88 (m/s ²)	0,60 (m/s ²)
Direção Y	1,82 (m/s ²)	0,56 (m/s ²)

Deste modo, o valor de aceleração a utilizar no dimensionamento é 1,88 m/s² na direção X e 1,82 m/s² na direção Y. Na Tabela 49 encontra-se a força de corte basal considerando novamente o parâmetro λ igual a 0,85.

Tabela 49 - Força de corte basal para cada direção para a estrutura de ductilidade média

	λ	Força Corte Basal (kN)
Direção X	0,85	1361,07
Direção Y	0,85	1318,99

A Tabela 50 apresenta os valores das forças a aplicar por piso e por direção para representar a ação sísmica.

Tabela 50 - Forças a aplicar por piso para as duas direções para a estrutura de ductilidade média

Piso	F_{KX} (kN)	F_{KY} (kN)
1º piso	163,49	158,43
2º piso	326,98	316,87
3º piso	490,47	475,30
Cobertura	380,14	368,38
Σ	1361,07	1318,99

Tal como no dimensionamento para a estrutura de baixa ductilidade, estes valores de forças sísmicas são as forças sísmicas por piso. Estes valores têm que ser divididos pelo número de pórticos por cada direção e aplicar essas forças por pórtico. Novamente, as forças têm que ser aplicadas quer no sentido positivo, quer no sentido negativo, tal como na estrutura de baixa ductilidade.

4.7.4. VERIFICAÇÃO DO ESTADO DE LIMITAÇÃO DE DANOS

Tal como na estrutura de baixa ductilidade, os elementos não estruturais da estrutura são constituídos por materiais frágeis fixos a estrutura, sendo necessário cumprir a condição apresentada na equação 21. A Tabela 51 apresenta a verificação do estado de limitação de danos para a direção X.

Tabela 51 - Verificação do estado de limitação de danos na direção X para a estrutura de média ductilidade

Piso	d_{modelo} (cm)	$d_{\text{modelo}} \cdot q$ (cm)	d_{relativo} (cm)	v	$d_{\text{relativo}} \cdot v$ (m)	h (m)	$0,005h$ (m)
1º piso	0,50	1,94	1,94	0,4	0,008	3,0	0,015
2º piso	1,29	5,02	3,08	0,4	0,012	3,0	0,015
3º piso	1,94	7,55	2,53	0,4	0,010	3,0	0,015
Cobertura	2,32	9,03	1,48	0,4	0,006	3,0	0,015

Estes valores foram calculados quando a força sísmica é aplicada na direção X no sentido positivo, sendo igualmente válidos quando as forças são aplicadas no sentido negativo.

A Tabela 52 apresenta a verificação para a direção Y.

Tabela 52 - Verificação do estado de limitação de danos na direção Y para a estrutura de ductilidade média

Piso	d _{modelo} (cm)	d _{modelo} *q (cm)	d _{relativo} (cm)	v	d _{relativo} *v (m)	h (m)	0,005h (m)
1º piso	0,61	2,39	2,39	0,4	0,010	3,0	0,015
2º piso	1,57	6,12	3,73	0,4	0,015	3,0	0,015
3º piso	2,37	9,24	3,13	0,4	0,013	3,0	0,015
Cobertura	2,83	11,04	1,79	0,4	0,007	3,0	0,015

Na direção Y, tal como na direção X, foram só aplicadas as forças no sentido positivo, visto que as forças aplicadas no sentido negativo têm o mesmo valor, apenas alterando o sinal.

4.7.5. VERIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

Para não ser necessário a consideração dos efeitos de 2ª ordem o valor do coeficiente θ tem que ser inferior a 0,10. Tal como foi efetuado para a estrutura de baixa ductilidade, a Tabela 53 apresenta os cálculos de verificação desta condição para a direção X.

Tabela 53 - Verificação dos efeitos de 2ª ordem para a direção X para a estrutura de média ductilidade

Piso	h (m)	P _{total} (kN)	d _{relativo} (cm)	V _X (kN)	θ
1º piso	3,0	8342,10	1,94	1361,06	0,040
2º piso	3,0	6012,74	3,08	1197,57	0,052
3º piso	3,0	3683,39	2,53	870,59	0,036
Cobertura	3,0	1354,03	1,48	380,13	0,018

Como pode ser constatado na Tabela 53, para a direção X o valor de θ é inferior a 0,10, logo não é necessário considerar os efeitos de 2ª ordem.

Na Tabela 54 apresenta-se a verificação para a direção Y.

Tabela 54 - Verificação dos efeitos de 2ª ordem para a direção Y para a estrutura de média ductilidade

Piso	h (m)	P _{total} (kN)	d _{relativo} (cm)	V _Y (kN)	θ
1º piso	3,0	8342,10	2,39	1361,06	0,049
2º piso	3,0	6012,74	3,73	1197,57	0,062
3º piso	3,0	3683,39	3,13	870,59	0,044
Cobertura	3,0	1354,03	1,79	380,13	0,021

Verifica-se então que o valor de θ é inferior a 0,10 logo, tal como na direção X, não é necessário considerar efeitos de 2ª ordem.

4.7.6. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS

4.7.6.1. Armaduras longitudinais nas vigas

O processo de dimensionamento das vigas, para a média ductilidade é igual ao processo utilizado para baixa ductilidade, ou seja, vai ser dimensionamento através de flexão simples. Novamente, o dimensionamento irá ser realizado para as extremidades da viga, desprezando o momento a meio vão.

Começando pelas vigas laterais, tal como na baixa ductilidade, as combinações onde ocorrem os esforços maiores são as que combinam 100% das forças sísmicas em Y com 30% das forças sísmicas em X. A viga mais solicitada é, igualmente, a viga V_{E-23} tal com na baixa ductilidade, quer para momentos negativos quer para momentos positivos. Sendo assim, apresenta-se na Tabela 55 o dimensionamento para a combinação que se apresentou para a baixa ductilidade (100% das forças sísmicas em Y com sentido positivo combinado com 30% das forças sísmicas em X) da viga V_{E-23} .

Tabela 55 - Dimensionamento da armadura longitudinal das vigas laterais para a estrutura de média ductilidade

		N(kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	μ	ω	A_s (cm ²)
V_{E-23}	Esquerda	0,00	-212,05	0,00	0,26	0,31	14,42
	Direita	0,00	154,61	0,00	0,09	0,10	9,80

Tendo em conta os resultados, optou-se por colocar uma armadura inferior de $5\phi 16$ ($A_s=10,05$ cm²) e uma armadura superior de $5\phi 20$ ($A_s=15,71$ cm²).

Para o caso das vigas centrais, o processo não é tão direto, tendo em conta que o momento negativo de dimensionamento ocorre nas combinações 100% das forças sísmicas em Y combinado com 30% das forças sísmicas em X, sendo que o momento positivo de dimensionamento ocorre nas combinações 100% das forças sísmicas em X combinadas com 30% das forças sísmicas em Y. Desta forma, para o dimensionamento da armadura superior mostra-se na Tabela 56 a viga V_{D-34} para a combinação de 100% das forças sísmicas em Y com sentido positivo e 30% das forças sísmicas em X com sentido positivo e para o dimensionamento da armadura inferior mostra-se a viga V_{3-AB} para a combinação de 100% das forças sísmicas em X com sentido positivo com 30% das forças sísmicas em Y com sentido positivo.

Tabela 56 - Dimensionamento da armadura longitudinal das vigas centrais para a estrutura de ductilidade média

		N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	μ	ω	A_s (cm ²)
V_{D-34}	Esquerda	0,00	-99,38	0,00	0,27	0,32	9,05
V_{3-AB}	Esquerda	0,00	39,78	0,00	0,03	0,03	3,22

Tendo em atenção estes resultados, decidiu-se colocar $5\phi 16$ ($A_s=10,05$ cm²) de armadura inferior e $3\phi 16$ ($A_s=6,03$ cm²) como armadura superior. O valor da armadura superior não foi condicionado pelo momento atuante na secção, visto só ser necessário colocar 3,22 cm² e ter-se colocado quase o dobro.

Esta armadura foi condicionada por causa da regra do dimensionamento para estruturas de média ductilidade que diz que na zona comprimida tem que haver, pelo menos, metade da armadura que existe na zona tracionada.

O EC8-1 diz-nos que a percentagem de armadura longitudinal tem que estar situada entre uma percentagem mínima e uma percentagem máxima. O processo de comparação de percentagens de armadura é diferente do processo utilizado nas estruturas de baixa ductilidade, visto que, na baixa ductilidade, se realiza para a armadura presente na secção na sua totalidade, e na média ductilidade faz-se a comparação em termos de armadura superior e inferior separadamente. Assim, a verificação da percentagem mínima encontra-se na Tabela 57.

Tabela 57 - Verificação de taxas de armadura mínima das vigas para a estrutura de média ductilidade

	ρ	ρ_{\min}
Viga Lateral $A_{s,\text{superior}}$	1,15%	0,29%
Viga Lateral $A_{s,\text{inferior}}$	0,74%	0,29%
Viga Central $A_{s,\text{superior}}$	0,68%	0,29%
Viga Central $A_{s,\text{inferior}}$	0,41%	0,29%

Em termos da taxa de armadura mínima, ambas as vigas cumprem o estipulado pelo EC8-1. No caso da percentagem máxima, além da necessidade de ser feita a verificação por armadura, ainda é necessário fazer a verificação por direção. Assim, na Tabela 58 está apresentada a comparação entre percentagens.

Tabela 58 - Verificação de taxas de armadura máxima das vigas para a estrutura de média ductilidade

	ρ	$\rho_{\max,x}$	$\rho_{\max,y}$
Viga Lateral $A_{s,\text{superior}}$	1,15%	1,28%	1,30%
Viga Lateral $A_{s,\text{inferior}}$	0,74%	1,58%	1,59%
Viga Central $A_{s,\text{superior}}$	0,68%	0,85%	0,87%
Viga Central $A_{s,\text{inferior}}$	0,41%	1,09%	1,10%

Tal como se pode verificar, em termos de taxa máxima de armadura, as armaduras estão verificadas. Para finalizar, apresenta-se as taxas de armaduras nas secções das vigas na Tabela 59.

Tabela 59 - Resumo da taxa de armaduras total das vigas para a estrutura de média ductilidade

	ρ
Viga Lateral	1,89%
Viga Central	1,09%

Verifica-se que o valor de ρ da viga central é ligeiramente baixo, mas, para se aumentar este valor da taxa de armadura, a armadura dos pilares, como se verá em seguida, iria aumentar consideravelmente.

4.7.6.2. Armadura longitudinal nos pilares

O dimensionamento dos pilares realizado para a estrutura de média ductilidade é condicionado pela armadura das vigas, de modo a se condicionar as rotulas plásticas a ocorrer nas extremidades das vigas através do cálculo pela capacidade real. Tendo presente a equação 27, o somatório dos momentos resistentes dos pilares tem, obrigatoriamente, de ser igual ou superior a 1,3 vezes o somatório dos momentos resistentes das vigas. Assim, observando a Figura 10 tem-se a informação dos momentos necessários ao cálculo.

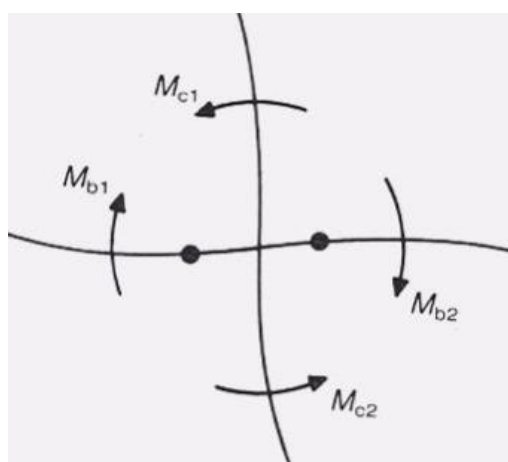


Figura 10 – Momentos existentes num nó para o dimensionamento pela capacidade real (Costa, A., 2011)

Pode-se concluir que, cada pilar, tem dois momentos para cada direção. Outro pormenor importante é que no mesmo nó, os momentos resistentes nos pilares não foram igualmente distribuídos entre a o pilar acima do nó e pilar abaixo do nó, como se pode observar na Figura 11.

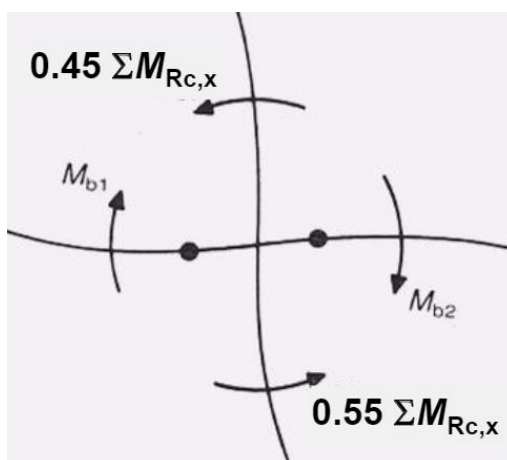


Figura 11 - Distribuição de momentos pelo pilar superior e inferior do nó (Costa, A., 2011)

Tal como descrito na Figura 11, a distribuição foi realizada para que 55% do momento resistente ficasse no pilar inferior ao nó e 45% no pilar superior ao nó. Para terminar, refere-se que o dimensionamento foi realizado para o esforço axial mínimo resultante das várias combinações realizadas pois a armadura necessária máxima acontece para a combinação que tenha o esforço axial mínimo.

Como já foi realizado antes, para cada tipo de pilares vai apresentar-se o caso mais gravoso para o dimensionamento. Assim, para o pilar de canto vai ser dimensionado o pilar P_{A-1}. O dimensionamento foi realizado por flexão composta. Para tal, é necessário utilizar as equações 66 a 68.

$$\nu = \frac{N_{Rd}}{bh f_{cd}} \quad (66)$$

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{bh^2 f_{cd}} \quad (67)$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{bh f_{cd}} \quad (67)$$

Na tabela seguinte está descrito o dimensionamento para a direção X. Refere-se também que o $M_{rd,calculado}$ que aparece na Tabela 60 já está afetado pelo fator de 1,3 que impõem aos pilares mais armadura que as vigas e também pelo coeficiente 0,55 visto realizar-se o dimensionamento para o pilar inferior ao nó, uma vez que o momento de cálculo é maior.

Tabela 60 - Dimensionamento da armadura longitudinal nos pilares de canto na direção X para a estrutura de média ductilidade

	F _{axial} (kN)	M _{rd,calculado} (kN.m)	ω	A _s (cm ²)	M _{rd,calculado} (kN.m)	ω	A _s (cm ²)
P _{A-1}	20,02	119,46	0,12	13,31	163,40	0,17	18,95

Tendo em atenção estes resultados decidiu-se, na direção X, colocar 5φ16 por face ($A_{s,total}=20,10 \text{ cm}^2$). Na Tabela 61 encontra-se o dimensionamento para a direção Y.

Tabela 61 - Dimensionamento da armadura longitudinal nos pilares de canto na direção Y para a estrutura de ductilidade

	F _{axial} (kN)	M _{rd,calculado} (kN.m)	ω	A _s (cm ²)	M _{rd,calculado} (kN.m)	ω	A _s (cm ²)
P _{A-1}	20,02	163,40	0,17	18,95	119,46	0,12	13,31

Do mesmo modo, colocou-se 5φ16 por face ($A_{s,total}=20,10 \text{ cm}^2$). O pilar vai ter uma armadura total de $40,20 \text{ cm}^2$.

Para os pilares centrais, o dimensionamento do pilar P_{B-3}, para a direção X encontra-se na Tabela 62.

Tabela 62 - Dimensionamento da armadura longitudinal nos pilares centrais na direção X para a estrutura de média

	F _{axial} (kN)	M _{rd,calculado} (kN.m)	ω	A _s (cm ²)	M _{rd,calculado} (kN.m)	ω	A _s (cm ²)
P _{B-3}	256,17	132,78	0,16	11,71	132,78	0,16	11,71

Assim, decidiu-se colocar 3 ϕ 16 por face ($A_{s,total}=12,06$ cm²). Na Tabela 63 tem-se o dimensionamento para a direção Y.

Tabela 63 - Dimensionamento da armadura longitudinal nos pilares centrais na direção Y para a estrutura de média

	F _{axial} (kN)	M _{rd,calculado} (kN.m)	ω	A _s (cm ²)	M _{rd,calculado} (kN.m)	ω	A _s (cm ²)
P _{B-3}	256,17	132,78	0,16	11,71	132,78	0,16	11,71

Da mesma forma, foi colocada uma armadura de 3 ϕ 16 por face ($A_{s,total}=12,06$ cm²). Deste modo, os pilares centrais vão ter uma armadura total de 24,12 cm².

Independentemente da direção que o pilar lateral tome, a armadura longitudinal para as faces maiores ou menores é calculada tendo em conta as mesmas vigas, visto que a face menor está ligada a duas vigas laterais enquanto que a face maior está ligada a apenas uma viga central. Desta forma, dimensionando o pilar P_{A-2} para a direção X obtém-se os resultados da Tabela 64.

Tabela 64 - Dimensionamento da armadura longitudinal nos pilares laterais na direção X para a estrutura de média ductilidade

	F _{axial} (kN)	M _{rd,calculado} (kN.m)	ω	A _s (cm ²)	M _{rd,calculado} (kN.m)	ω	A _s (cm ²)
P _{A-2}	119,61	55,28	0,06	6,62	77,50	0,11	11,34

Sendo esta a face maior do pilar, vai colocar-se 4 ϕ 16 por face ($A_{s,total}=16,08$ cm²). Esta armadura é muito superior à necessária, mas devido as disposições construtivas, para cumprir os espaçamentos máximos entre varões, foi decidido colocar esta quantidade de armadura. Para a direção Y, encontra-se o dimensionamento na Tabela 65.

Tabela 65 - Dimensionamento da armadura longitudinal nos pilares laterais na direção Y para a estrutura de ductilidade média

	F _{axial} (kN)	M _{rd,calculado} (kN.m)	ω	A _s (cm ²)	M _{rd,calculado} (kN.m)	ω	A _s (cm ²)
P _{A-2}	119,61	282,86	0,16	16,47	282,86	0,16	16,47

Nesta direção, nas a faces menores vai ser colocado 1 ϕ 16+2 ϕ 20 por face ($A_{s,total}=16,58$ cm²). Desta forma, os pilares laterais vão ter uma armadura total de 32,66 cm².

Em termos de percentagem de armadura, o EC8-1 recomenda que os valores andem entre 1% e 4%. As taxas de armadura obtidas apresentam-se na Tabela 66 juntamente com as taxas de armadura mínima e máxima.

Tabela 66 - Verificação das taxas de armaduras longitudinais máximas e mínimas dos pilares para a estrutura de ductilidade média

	ρ	$\rho_{\text{máx}}$	$\rho_{\text{mín}}$
Pilar de Canto	1,61%	4%	1%
Pilar Lateral	1,45%	4%	1%
Pilar Central	1,51%	4%	1%

Como se pode verificar, os valores encontram-se dentro do limite definido pelo EC8-1. Mesmo comparando com os valores usualmente utilizados (1%) estes valores não são muito superiores sendo aceitáveis.

Para verificar a segurança dos pilares através da flexão desviada, na ausência de um cálculo rigoroso da secção transversal, utilizou-se o critério simplificado escrito na equação 69.

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}} \right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} \right)^a \leq 1,0 \quad (69)$$

em que:

$M_{Edz/y}$ momento de cálculo na direção considerada;

$M_{Rdz/y}$ momento resistente na direção considerada;

a parâmetro que depende do esforço axial. Encontra-se descrito na Tabela 67.

Tabela 67 – Parâmetro a em função do rácio entre o esforço axial atuante e o esforço axial resistente

N_{ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
a	1,0	1,5	2,0

O EC2-1 não refere como proceder no caso da relação N_{ed}/N_{Rd} ser inferior a 0,1, sendo que se utilizou o valor de 1,0. Entre os valores intermédios da tabela fez-se uma interpolação linear para o cálculo do parâmetro a.

No cálculo dos momentos resistentes, utilizaram-se apenas as armaduras das faces que contribuem para o momento, desprezando as armaduras laterais que, apesar de terem influencia, possuem uma contribuição menor e de mais difícil quantificação. Assim, para esta verificação irão calcular-se os valores para combinação e, caso a verificação não cumpra, usar-se-á um programa de cálculo XD-CoSec que permite quantificar a importância das armaduras laterais. Sendo assim, na Tabela 68 encontra-se a verificação para os pilares de canto, no nível entre o solo e o 1º piso. Nesta situação a combinação mais

gravosa ocorre no pilar P_{E-1} para a combinação de 100% das forças sísmicas em Y com sentido negativo com 30% das forças X com sentido negativo.

Tabela 68 – Verificação de segurança dos pilares de canto do nível entre 0-1 para a estrutura de média ductilidade

		F_{axial} (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	N_{ed}/N_{rd}	a	$M_{rd,X}$	$M_{rd,Y}$	Verificação
P_{E-1}	Base	13,33	236,80	46,62	0,00	1,0	180,93	180,93	1,57
	Topo	-5,07	-51,80	-2,67	0,00	1,0	180,93	180,93	0,30

Dado que na base do pilar P_{E-1} o valor é superior a 1,0, com esta opção não é verificada a segurança, a Figura 12 apresenta a verificação recorrendo ao programa XD-CoSec que quantifica a contribuição das armaduras laterais.

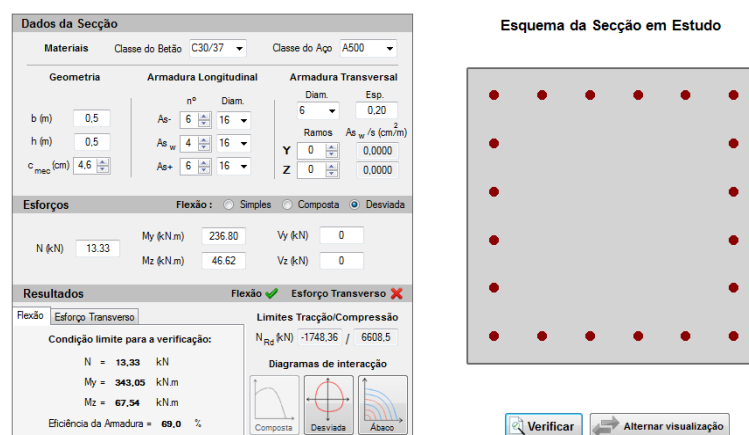


Figura 12 - Verificação pelo programa XD-CoSec da segurança nos pilares de canto no nível entre 0-1

Contando com a influência das armaduras laterais, observa-se que a verificação do pilar é assegurada e a eficiência da armadura é de apenas 69%, estando deste modo verificada a segurança.

Para o nível entre o 1º piso e o 2º piso, a combinação mais gravosa é aquela que combina 100% das forças sísmicas em Y no sentido positivo com 30% das forças sísmicas em X no sentido positivo. Neste nível, o pilar mais gravoso é o pilar P_{E-4} . Na Tabela 69 encontra-se a verificação de segurança para este pilar, que neste caso não requer a consideração das armaduras laterais.

Tabela 69 - Verificação de segurança dos pilares de canto do nível entre 1-2 para a estrutura de média ductilidade

		F_{axial} (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	N_{ed}/N_{rd}	a	$M_{rd,X}$	$M_{rd,Y}$	Verificação
P_{E-4}	Base	117,08	-108,41	-56,69	0,02	1,0	200,84	200,84	0,82
	Topo	98,68	109,84	54,46	0,02	1,0	200,84	200,84	0,82

Para o nível entre o 2º e o 3º piso, a combinação mais gravosa e o pilar mais solicitado são os mesmos que para o nível entre o 1º e o 2º piso, encontrando-se a verificação feita na Tabela 70, igualmente sem considerar a contribuição das armaduras laterais

Tabela 70 - Verificação de segurança dos pilares de canto do nível entre 2-3 para a estrutura de média ductilidade

		F _{axial} (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	N _{ed} /N _{rd}	a	M _{rd,X}	M _{rd,Y}	Verificação
P _{E-4}	Base	84,37	-46,82	-34,91	0,01	1,0	200,84	200,84	0,41
	Topo	65,97	102,86	54,21	0,01	1,0	190,88	190,88	0,82

Deste modo fica verificada a segurança de todos os pilares de canto.

Para os pilares centrais, no pilar entre o solo e o 1º piso, a combinação mais gravosa ocorre quando se combina 100% das forças sísmicas em Y com sinal positivo com 30% das forças das forças sísmicas em X com sinal positivo para o pilar P_{D-3}. Esta verificação encontra-se na Tabela 71.

Tabela 71 - Verificação de segurança dos pilares centrais do nível entre 0-1 para a estrutura de média ductilidade

		F _{axial} (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	N _{ed} /N _{rd}	a	M _{rd,X}	M _{rd,Y}	Verificação
P _{D-3}	Base	637,64	-98,07	-25,90	0,15	1,03	183,22	183,22	0,66
	Topo	625,87	47,26	11,87	0,15	1,03	183,22	183,22	0,31

No pilar entre o 1º piso e 2º piso, a verificação encontra-se na Tabela 72 para a combinação mais gravosa que combina 100% das forças sísmicas em Y com sinal negativo com 30% das forças sísmicas em X com sinal negativo, para o pilar P_{B-3}.

Tabela 72 - Verificação de segurança dos pilares centrais do nível entre 1-2 para a estrutura de média ductilidade

		F _{axial} (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	N _{ed} /N _{rd}	a	M _{rd,X}	M _{rd,Y}	Verificação
P _{B-3}	Base	427,68	-73,73	26,08	0,10	1,03	151,95	151,95	0,64
	Topo	415,91	72,72	-25,64	0,10	1,03	151,95	151,95	0,63

No pilar entre o 2º e o 3º piso, a combinação e o pilar repetem-se em relação ao pilar entre o 1º e o 2º piso estando a verificação feita na Tabela 73.

Tabela 73 - Verificação de segurança dos pilares centrais do nível entre 2-3 para a estrutura de média ductilidade

		F_{axial} (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	N_{ed}/N_{rd}	a	$M_{rd,X}$	$M_{rd,Y}$	Verificação
P_{B-3}	Base	268,57	45,16	20,53	0,06	1,00	128,32	128,32	0,51
	Topo	256,80	-59,07	-25,96	0,06	1,00	128,32	128,32	0,66

Com base na Tabela 71, 72 e 73 fica verificada a segurança dos pilares centrais.

Nos pilares laterais, o pilar mais gravoso entre o solo e o 1º piso obtém-se quando é combinada 100% das forças sísmicas em Y com sinal positivo com 30% das forças sísmicas em X com sinal positivo. A verificação será feita para o pilar P_{A-3} como se pode constatar na Tabela 74.

Tabela 74 - Verificação de segurança dos pilares laterais do nível entre 0-1 para a estrutura de média ductilidade

		F_{axial} (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	N_{ed}/N_{rd}	a	$M_{rd,X}$	$M_{rd,Y}$	Verificação
P_{A-3}	Base	188,42	15,37	-446,79	0,03	1,00	113,75	284,39	1,71
	Topo	212,54	1,23	131,04	0,04	1,00	119,15	297,88	0,45

Neste caso é necessário considerar a contribuição das armaduras laterais para verificar a segurança. Na Figura 13 encontra-se a verificação através do programa XD-CoSec.

Figura 13 - Verificação pelo programa XD-CoSec da segurança nos pilares laterais no nível entre 0-1

Através do programa pode verificar-se que a verificação é satisfeita com uma eficiência de armadura de 88,9%.

Para o pilar entre o 1º e o 2º piso, verifica-se que o pilar mais carregado é o pilar P_{E-3} quando se combina 100% das forças sísmicas Y com sinal positivo com 30% das forças sísmicas em X com sinal positivo estando a sua verificação realizada na Tabela 75.

Tabela 75 - Verificação de segurança dos pilares laterais do nível entre 1-2 para a estrutura de média ductilidade

		F_{axial} (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	N_{ed}/N_{rd}	a	$M_{rd,X}$	$M_{rd,Y}$	Verificação
P_{E-3}	Base	342,92	30,04	-250,14	0,06	1,00	135,34	338,35	0,96
	Topo	326,36	-28,83	250,83	0,06	1,00	129,94	324,86	0,99

Para a situação entre o 2º e 3º piso, o pilar e a combinação repetem-se estando a verificação feita na Tabela 76.

Tabela 76 - Verificação de segurança dos pilares laterais do nível entre 2-3 para a estrutura de média ductilidade

		F_{axial} (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	N_{ed}/N_{rd}	a	$M_{rd,X}$	$M_{rd,Y}$	Verificação
P_{E-3}	Base	207,30	22,90	-122,24	0,04	1,00	119,15	297,88	0,60
	Topo	190,75	-27,30	236,94	0,03	1,00	113,76	284,39	1,07

Observa-se que é necessário recorrer novamente ao programa XD-CoSec para verificar a segurança deste pilar. Tal pode observar-se na Figura 14.

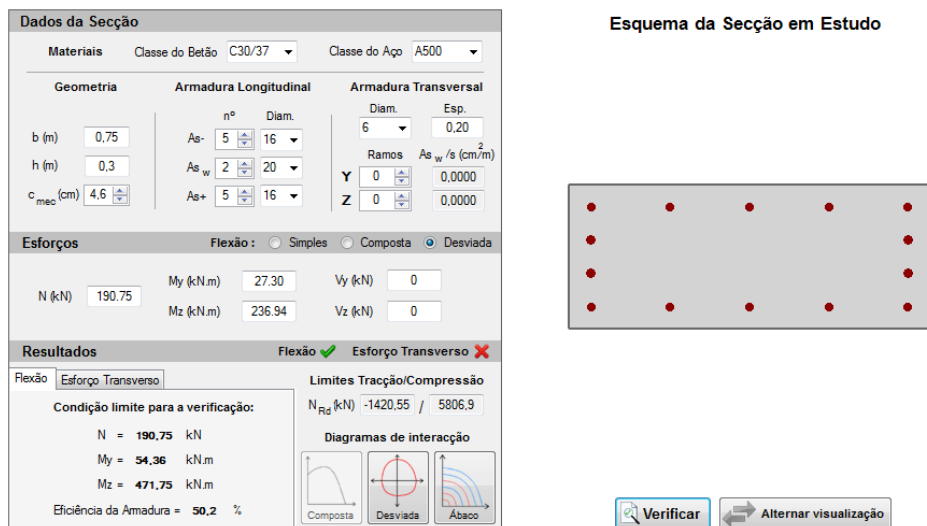


Figura 14 - Verificação pelo programa XD-CoSec da segurança nos pilares laterais no nível entre 2-3

Deste modo, pode-se verificar a segurança neste pilar com uma eficiência de 50,2%, ou seja, com uma segurança considerável. Com isto também se pode concluir que os pilares laterais têm a sua segurança verificada.

4.7.7. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS

4.7.7.1. Armadura transversal nas vigas

Nas vigas, as armaduras transversais são calculadas com base no dimensionamento pela capacidade real. Deste modo, para o cálculo das armaduras tem que se ter em atenção as cargas quase permanentes que estão aplicadas nas vigas assim como os momentos resistentes das armaduras colocadas na viga (Figura 15). Adota-se o valor 1,0 para a $\cotg \theta$ no dimensionamento de armaduras transversais, quer das vigas quer dos pilares, para se estar do lado da segurança.

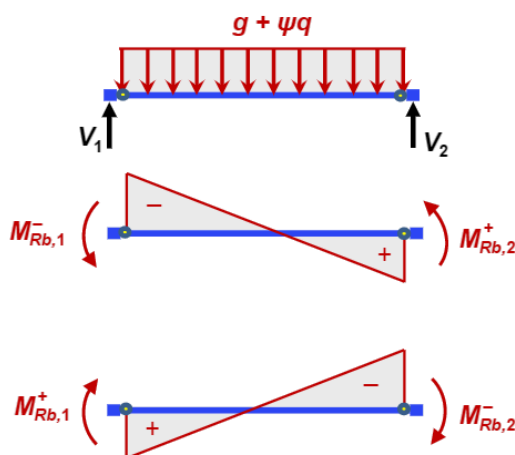


Figura 15 - Combinação necessária no cálculo do esforço transversal na viga pela capacidade real (Costa, A., 2011)

Antes de começar o dimensionamento é importante relembrar que o EC8-1 diz-nos que na zona crítica das vigas o valor do espaçamento não pode ser superior a uma dada dimensão. Assim, o L_{cr} e o espaçamento a utilizar nas vigas encontram-se na Tabela 77.

Tabela 77 - Comprimento crítico e espaçamento na zona crítica nas vigas para a estrutura de média ductilidade

	L_{cr} (m)	s (mm)
Viga Lateral	0,45	11,25
Viga Central	0,35	8,75

Fazendo estas duas combinações, a Tabela 78 apresenta o cálculo da armadura transversal da viga lateral.

Tabela 78 - Dimensionamento da armadura transversal da viga lateral para a estrutura de média ductilidade

	$F_{\text{transverso}}$ (kN)	ρ	$\cotg \theta$	z (m)	A_{sw} (cm ² /m)
Viga Lateral	142,34	1,89%	1,0	0,37	8,96

Com este valor de armadura, colocaram-se 4 ramos $\phi 8/0,20$ ($A_s=10,05$ cm²/m). Na zona crítica ($L_{cr}=0,45$ m) da viga irão colocar-se 4 ramos $\phi 8/0,10$ ($A_s=20,10$ cm²/m).

Na Tabela 79 tem-se o dimensionamento para as vigas centrais.

Tabela 79 - Dimensionamento da armadura transversal da viga centrais para a estrutura de média ductilidade

	$F_{\text{transverso}}$ (kN)	ρ	$\cotg \theta$	z (m)	A_{sw} (cm ² /m)
Viga Central	85,90	1,09%	1,0	0,28	7,17

Com base nisto decidiu colocar-se 2 ramos $\phi 8/0,125$ ($A_s=8,04$ cm²/m). Na zona critica ($L_{cr}=0,35$ m) da viga ter-se-á 4 ramos $\phi 8/0,075$ ($A_s=13,40$ cm²/m).

4.7.7.2. Armadura transversal nos pilares

A armadura transversal nos pilares vai ser igualmente dimensionada pela capacidade real. Deve-se considerar as armaduras resistentes nos pilares, mas em vez de considerar a carga quase permanente no cálculo do momento resistente, é necessário considerar o esforço axial nos pilares correspondente a essa combinação de ações. A figura 16 ilustra este procedimento.

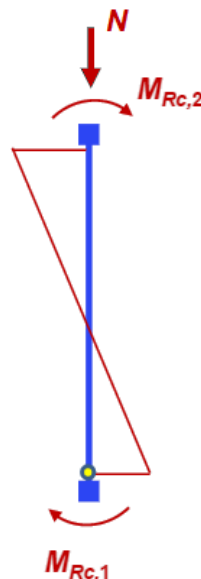


Figura 16 - Momentos atuantes no cálculo do esforço transversal nos pilares pela capacidade real (adaptado de Costa, A., 2011)

Antes de começar o dimensionamento, deve-se calcular o L_{cr} e o espaçamento que se deve respeitar na zona crítica, tal como nas vigas. Os valores de L_{cr} e espaçamento encontram-se na Tabela 80.

Tabela 80 - Comprimento crítico e espaçamento na zona crítica dos pilares para a estrutura de média ductilidade

	L_{cr} (m)	s (mm)
Pilar de Canto	0,50	12,8
Pilar Central	0,46	12,8
Pilar Lateral	0,46	11,6

O dimensionamento da armadura transversal para o pilar de canto encontra-se na Tabela 81.

Tabela 81 - Dimensionamento da armadura transversal do pilar de canto para a estrutura de média ductilidade

	N (kN)	$M_{calculado}$ (kN.m)	$F_{transverso}$ (kN)	ρ	$\cotg \theta$	z (m)	A_{sw} (cm ² /m)
Pilar de Canto	637,04	339,94	226,63	1,61%	1,0	0,41	12,70

Decidiu colocar-se 4 ramos $\phi 8//0,15$ ($A_s=13,40$ cm²/m). Na zona crítica ($L_{cr}=0,50$ m) do pilar colocar-se-á 4 ramos $\phi 8//0,125$ ($A_s=16,08$ cm²/m).

Na Tabela 82 encontra-se o dimensionamento para o pilar central.

Tabela 82 - Dimensionamento da armadura transversal do pilar central para a estrutura de média ductilidade

	N (kN)	$M_{calculado}$ (kN.m)	$F_{transverso}$ (kN)	ρ	$\cotg \theta$	z (m)	A_{sw} (cm ² /m)
Pilar Central	1039,14	258,20	172,13	1,51%	1,0	0,32	12,36

Deste modo, decidiu-se colocar 4 ramos $\phi 8//0,15$ ($A_s=13,40$ cm²/m). Na zona crítica ($L_{cr}=0,50$ m) da viga ter-se-á 4 ramos $\phi 8//0,125$ ($A_s=16,08$ cm²/m).

O dimensionamento da armadura transversal do pilar lateral encontra-se na Tabela 83.

Tabela 83 - Dimensionamento da armadura transversal do pilar lateral para a estrutura de média ductilidade

	N (kN)	$M_{calculado}$ (kN.m)	$F_{transverso}$ (kN)	ρ	$\cotg \theta$	z (m)	A_{sw} (cm ² /m)
Pilar Lateral	713,11	188,09	125,39	1,45%	1,0	0,23	12,52

No pilar lateral é necessário ter em atenção que existem duas faces diferentes com duas armaduras diferentes. Para este caso decidiu-se colocar 4 ramos $\phi 10//0,20$ ($A_s=15,72$ cm²/m). Na zona crítica ($L_{cr}=0,50$ m) da viga irá colocar-se 4 ramos $\phi 10//0,10$ ($A_s=31,44$ cm²/m).

De acordo com o EC8-1, deve-se verificar o confinamento nos pilares para ser garantida a ductilidade local e global da estrutura. Assim, a verificação do confinamento encontra-se na Tabela 84.

Tabela 84 – Verificação do confinamento dos pilares

	α_n	α_s	α	ω_{wd}	$\mu_{\phi,X}$	$\mu_{\phi,Y}$	$30\mu_{\phi,X}V_d*\epsilon_{sy,d}*b_c/b_0-0,035$	$30\mu_{\phi,Y}V_d*\epsilon_{sy,d}*b_c/b_0-0,035$	$\alpha*\omega_{wd}$
Pilar de Canto	0,932	0,977	0,910	0,195			0,040	0,032	0,177
Pilar Central	0,857	0,969	0,831	0,333	7,00	6,80	0,148	0,143	0,277
Pilar Lateral	0,812	0,970	0,787	0,489			0,207	0,200	0,385

Com base na Tabela 84 conclui-se que, para ambas as direções, é verificada a segurança ao confinamento dos pilares, além de que nos pilares primários o ω_{wd} é maior que 0,08.

Nos nós viga-pilar, as ligações devem ser feitas tendo em conta os pressupostos descritos no EC2-1 e no EC8-1. No entanto, dado que a sua análise não irá ser efetuada neste trabalho, quer na estrutura de baixa ductilidade, quer na estrutura de média ductilidade, optou-se por não detalhar este aspeto.

4.8. COMPARAÇÃO ENTRE CLASSES DE DUCTILIDADE

Em termos das secções transversais, observa-se uma redução significativa entre as secções dimensionadas para baixa e média ductilidade, como se pode observar na Tabela 85.

Tabela 85 - Comparação de secções transversais entre a estrutura de baixa e média ductilidade

	Baixa Ductilidade		Média Ductilidade	
	Dimensões (m)	A_c (m ²)	Dimensões (m)	A_c (m ²)
Pilar de Canto	0,60x0,60	0,36	0,50x0,50	0,25
Pilar Central	0,60x0,60	0,36	0,40x0,40	0,16
Pilar Lateral	0,50x1,00	0,50	0,30x0,75	0,23
Viga Central	$h_{tot}=0,50$ $b_w=0,30$ $b_{tot}=0,82$	0,26	$h_{tot}=0,35$ $b_w=0,20$ $b_{tot}=0,72$	0,15
Viga Lateral	$h_{tot}=0,60$ $b_w=0,40$ $b_{tot}=0,66$	0,28	$h_{tot}=0,45$ $b_w=0,25$ $b_{tot}=0,51$	0,15

Com as dimensões utilizadas, pode-se verificar uma redução de 31% da área da secção transversal do pilar de canto, uma diminuição bastante considerável (56%) da secção transversal do pilar central e uma redução na mesma ordem de grandeza (55%) nos pilares laterais. As vigas sofrem uma redução semelhante na ordem dos 45% (redução de 43% das vigas centrais e uma redução de 46% nas vigas laterais). Em termos de volume de betão, tendo em consideração apenas estes elementos estruturais

verifica-se uma redução de 250,62 m³ utilizados no edifício dimensionado para baixa ductilidade para 132,75 m³ no edifício dimensionado para média ductilidade que se traduz numa redução de 47% em termos globais.

Na Tabela 86 encontra-se a comparação em termos de armaduras longitudinais.

Tabela 86 - Comparação de armaduras longitudinais entre a estrutura de baixa e média ductilidade

	Baixa Ductilidade		Média Ductilidade	
	Quantidade	A _s (cm ²)	Quantidade	A _s (cm ²)
Pilar de Canto	As=7φ16/face	56,28	As=5φ16/face	40,20
Pilar Central	As=7φ20/face	50,28	As=3φ16/face	24,12
Pilar Lateral	As=13φ16/face maior + 7φ16/face menor	80,40	As=4φ16/face maior + 1φ16+2φ20/face menor	32,66
Viga Central	As,inf=7φ20 As,sup=5φ20	37,70	As,inf=3φ16 As,sup=5φ16	16,08
Viga Lateral	As,inf=4φ25+3φ20 As,sup=3φ25+3φ20	53,20	As,inf=5φ16 As,sup=5φ20	25,76

As reduções verificadas nas armaduras longitudinais são semelhantes às verificadas nas secções transversais. Assim, as armaduras longitudinais nos pilares de canto sofreram uma redução de 29%, enquanto as armaduras dos pilares centrais e laterais reduziram para menos de metade (52% e 59% para os pilares centrais e laterais respetivamente). Em termos de vigas, verificou-se uma redução da mesma ordem de grandeza (57% para a viga central e 52% para a viga lateral). Em termos de volume de aço verificou-se uma redução de 40718,7 cm³ de armadura para 18933,3 cm³ de armadura. Isto traduz-se numa redução de 55%.

Para as armaduras transversais observa-se aumentos bastante significativos tal como se pode verificar na Tabela 87.

Tabela 87 - Comparação de armaduras transversais entre a estrutura de baixa e média ductilidade

	Baixa Ductilidade		Média Ductilidade		
	Quantidade	A_s (cm ² /m)	Dimensões (m)	A_s (cm ² /m)	$A_s z_{cr}$ (cm ² /m)
Pilar de Canto	2 ramos $\phi 6//0,125$	4,52	4 ramos $\phi 8//0,150$ (//0,125 no L_{cr})	13,40	16,08
Pilar Central	2 ramos $\phi 6//0,100$	5,66	4 ramos $\phi 8//0,150$ (//0,125 no L_{cr})	13,40	16,08
Pilar Lateral	4 ramos $\phi 8//0,150$	13,40	4 ramos $\phi 10//0,200$ (//0,100 no L_{cr})	15,72	31,44
Viga Central	2 ramos $\phi 6//0,125$	4,52	2 ramos $\phi 8//0,125$ (//0,100 no L_{cr})	8,04	10,06
Viga Lateral	2 ramos $\phi 6//0,100$	5,66	4 ramos $\phi 8//0,20$ (//0,100 no L_{cr})	10,04	20,12

Começando pelos pilares de canto, observou-se um aumento de quase 200% (196%) sendo que na zona critica esse aumento ainda foi mais elevado (256%). Nos pilares laterais a armadura transversal aumentou 17% ao longo do pilar, verificando-se um aumento de 135% na zona critica. Os pilares centrais sofreram aumentos de 137% ao longo do pilar sendo de 184% o aumento na zona critica. Quanto às vigas, ao longo do elemento sofreram um aumento de armadura transversal idêntico (78% para as vigas centrais e 77% para as laterais) sendo que na zona critica o aumento da viga central foi de 123% enquanto a viga lateral sofreu um aumento de 255%. Em termos de volume, para a baixa ductilidade precisa-se de 4642,8 cm³ de armadura transversal sendo que para a média ductilidade é necessário 9456,2 cm³ de armadura. Isto traduz-se num aumento de 104%.

Tendo em conta os volumes de armaduras transversais e longitudinais pode-se concluir que para a estrutura de baixa ductilidade necessita-se de 45361,6 cm³ de armadura enquanto na estrutura de média ductilidade precisa-se de 28389,5 cm³ que resulta numa diminuição de 37%.

5

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DOS EDIFÍCIOS DIMENSIONADOS PARA AS CLASSES DE DUCTILIDADE BAIXA E MÉDIA

5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo irá ser realizada a verificação da segurança sísmica das estruturas dimensionadas no capítulo anterior para baixa e média ductilidade, de acordo com o procedimento do EC8-3. Como o EC8-3 introduz uma definição de rigidez fendilhada da estrutura relativamente ao EC8-1, neste capítulo irá realizar-se a verificação de segurança das estruturas considerando a rigidez adotada no dimensionamento (50% rigidez) e o valor proposto pelo EC8-3. Tal como no dimensionamento, utilizar-se-á o método das forças laterais, sendo que irá inicialmente analisar-se a aplicabilidade do método para os estados limites a considerar.

5.2. APLICABILIDADE DO MÉTODO DAS FORÇAS LATERAIS

Como foi referido na secção 3.2.3 desta dissertação, o método das forças laterais pode ser aplicado caso a estrutura seja regular em altura e em planta e se for verificada a condição $\rho_{\max}/\rho_{\min} \leq 3,0$. Deste modo, é necessário aplicar as cargas relativas ao método das forças laterais e analisar esta relação. Irão ser testadas duas variações desta relação, fazendo o cálculo de $\rho = M_{\text{modelo}}/M_y$ e $\rho = \theta_{\text{corda}}/\theta_y$. O espectro de resposta a utilizar irá ser o espectro elástico, sendo necessário afetar o valor da aceleração por um factor que traduz a probabilidade de ocorrência de uma ação sísmica para esse estado limite. Estes valores dependem do tipo de sismo e do estado limite a considerar e encontram-se na Tabela 88.

Tabela 88 - Fatores de aceleração de referência para os diferentes estados limite

Estado limite	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
Near Collapse (NC)	1,62	1,33	1,22
Significant Damage (SD)	0,75	0,84	0,89
Damage Limitation (DL)	0,29	0,47	0,55

Na extremidade dum elemento, a rotação da corda define-se como sendo o ângulo entre a tangente ao eixo deformado do elemento e a corda definida através da união da extremidade do elemento ao fim do vão de corte. Por simplicidade, nesta dissertação o vão de corte, L_v , vai ser $L/2$ para os elementos estruturais a analisar. Deste modo, o L_v para os pilares é igual a 1,50 m enquanto para as vigas será 2,15 m.

Não sendo considerada a quantificação do L_v , foi aplicada nesta dissertação o método AGM-DR (Romão, 2009) para calcular a rotação da corda. Esta é caracterizada por duas parcelas: a parcela relativa à rotação do nó e a parcela devido ao deslocamento transversal relativo do elemento. A equação 68 traduz esta divisão.

$$\theta_{corda} = \theta_a - \theta_b \quad (68)$$

em que:

θ_a rotação devido ao descolamento relativo entre as extremidades do elemento;

θ_b rotação nodal.

A parcela da rotação relativa à contribuição do deslocamento das extremidades do elemento calcula-se a partir da equação 69.

$$\theta_a = \frac{d_y}{L} \quad (69)$$

sendo que d_y é o deslocamento transversal relativo entre as extremidades do elemento.

Esta parcela é mais relevante no caso dos pilares, em que o deslocamento entre a base e o topo é importante. No caso das vigas, em que os deslocamentos entre extremidades da mesma são negligenciáveis, o valor da rotação da corda é essencialmente igual ao valor da rotação nodal retirada do modelo.

5.2.1. ESTRUTURA COM BAIXA DUCTILIDADE

Para a verificação θ_{corda}/θ_y é necessário calcular a rotação de cedência. Tal como mostram as equações 48 e 50, é necessário determinar a curvatura de cedência φ_y . Para o cálculo desta, vão utilizar-se as equações 70 e 71 obtidas através de ensaios experimentais (Priestley, 2003). Para vigas em T, φ_y calcula-se por:

$$\varphi_y = \frac{1,7\varepsilon_{sy}}{h} \quad (70)$$

Para os pilares φ_y é:

$$\varphi_y = \frac{2,1\varepsilon_{sy}}{h} \quad (71)$$

A Tabela 89 mostra os valores de φ_y , enquanto a Tabela 90 apresenta o valor de θ_y para os vários elementos. É importante lembrar que as direções do pilar lateral referidas na tabela devem ser ajustadas consoante a maior dimensão do referido pilar esteja alinhado com a direção x ou y.

Tabela 89 - Curvatura de cedência nos elementos da estrutura de baixa ductilidade

	$\phi_{y,x}$	$\phi_{y,y}$
Pilar de Canto	0,00875	0,00875
Pilar Central	0,00875	0,00875
Pilar Lateral	0,01050	0,00525
Viga Central	0,00773	0,00773
Viga Lateral	0,00708	0,00708

Tabela 90 - Cálculo das rotações de cedência dos elementos da estrutura de baixa ductilidade

	L_v (m)	a_{vz}	f_y (MPa)	f_c (MPa)	$\theta_{y,x}$	$\theta_{y,y}$
Pilar de Canto	1,50	0,0	575	38	0,00825	0,00825
Pilar Central	1,50	0,0	575	38	0,00825	0,00825
Pilar Lateral	1,50	0,0	575	38	0,00931	0,00640
Viga Central	2,15	0,0	575	38	0,00828	0,00828
Viga Lateral	2,15	0,0	575	38	0,00770	0,00770

Como referido, é necessário calcular a rigidez dos elementos fendilhados de acordo com o EC8-3. Para isso, vai aplicar-se a equação 42 a todos os elementos. No modelo, para a simular este efeito, é necessário alterar o módulo de elasticidade dos elementos estruturais. Na Tabela 91 está representada a rigidez e o módulo de elasticidade equivalente a aplicar em cada elemento. Nos pilares laterais, cada direção tem rigidez diferente. Para estes pilares em vez de se utilizar o módulo de elasticidade equivalente, irá calcular-se a inércia equivalente para cada direção.

Tabela 91 - Rigidez dos elementos da estrutura de baixa ductilidade calculados através do EC8-3

	Rigidez (MN.m ²)	E_{eq} (MPa)/Inércia (cm ⁴)	% Rigidez Total
Pilar de Canto	28,49	2638,33	8,0%
Pilar Central	19,40	1796,31	5,4%
Pilar Lateral	62,46	189263,47	4,2%
Pilar Lateral	26,86	81382,54	7,8%
Viga Central	32,89	3962,41	12,0%
Viga Lateral	51,20	5707,51	17,3%

Verifica-se uma redução bastante elevada de rigidez nos elementos estruturais para a avaliação de segurança pelo EC8-3.

Apresentam-se na Tabela 92 os períodos da estrutura quando esta é considerada com 50% da rigidez e quando a rigidez é calculada pelo EC8-3.

Tabela 92 - Frequências e períodos da estrutura de baixa ductilidade com os níveis de fendilhação a considerar

Estrutura com 50% da rigidez (EC8-1)		Estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3	
F_x (Hz)	T_x (s)	F_x (Hz)	T_x (s)
3,02	0,33	1,32	0,76
F_y (Hz)	T_y (s)	F_y (Hz)	T_y (s)
2,86	0,35	1,25	0,80

5.2.1.1. Estado limite Damage Limitation

Tendo em atenção a informação anterior e afetando a aceleração pelo parâmetro definido na Tabela 88. obtém-se às acelerações para os dois tipos de sismos para ambas as estruturas a considerar que se encontram na Tabela 93.

Tabela 93 - Aceleração sísmica na estrutura de baixa ductilidade para o estado limite Damage Limitation

	Estrutura com 50% de rigidez (EC8-1)		Estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3	
	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2
Direção X	2,13 (m/s ²)	1,92 (m/s ²)	1,68 (m/s ²)	2,00 (m/s ²)
Direção Y	2,13 (m/s ²)	1,81 (m/s ²)	1,60 (m/s ²)	1,91 (m/s ²)

Observa-se que para a estrutura com 50% da rigidez, a ação sísmica a considerar é a ação sísmica Tipo 1 enquanto que para a estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3 a ação a considerar é a ação sísmica Tipo 2.

Aplicando o processo idêntico ao do dimensionamento, chega-se às forças de corte na base que se encontram na Tabela 94. É importante não esquecer de aplicar o parâmetro λ que tem que ser novamente considerado.

Tabela 94 - Forças de corte basal na estrutura de baixa ductilidade para o estado limite Damage Limitation

	Estrutura com 50% de rigidez		Estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3	
	λ	Força Corte Basal (kN)	λ	Força Corte Basal (kN)
Direção X	0,85	1969,82	1,00	2176,13
Direção Y	0,85	1969,82	1,00	2073,70

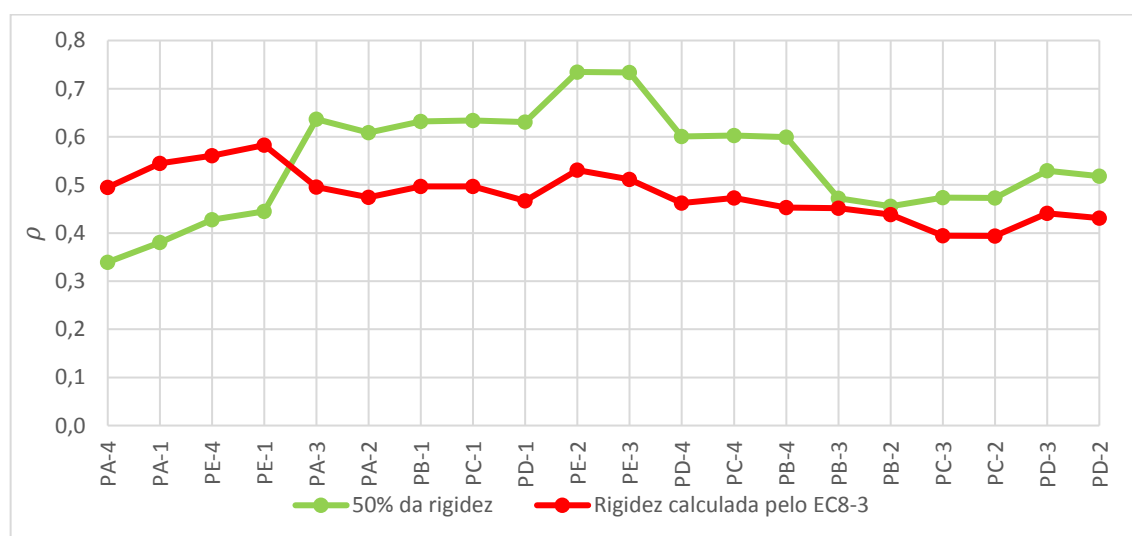
Deste modo, as forças a aplicar por piso encontram-se na Tabela 95.

Tabela 95 - Forças sísmicas a aplicar por piso na estrutura de baixa ductilidade para o estado limite Damage Limitation

	Estrutura com 50% de rigidez (EC8-1)		Estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3	
Piso	F_{KX} (kN)	F_{KY} (kN)	F_{KX} (kN)	F_{KY} (kN)
1º piso	232,94	232,94	257,34	245,23
2º piso	465,89	465,89	514,68	490,45
3º piso	698,83	698,83	772,02	735,68
Cobertura	572,16	572,16	632,09	602,33
Σ	1969,82	1969,82	2176,13	2073,70

Tal como no dimensionamento, as forças apresentadas são por piso, sendo distribuídas pelos pórticos das respetivas direções. Devem aplicar-se as forças no sentido positivo e negativo, obtendo-se as mesmas 8 combinações devido à ação sísmica, tal como no dimensionamento.

Fazendo em primeiro lugar a análise da relação $\rho = M_{modelo}/M_y$, apresentando-se na Figura 17 os ρ dos pilares quando a estrutura tem 50% da rigidez e a rigidez calculada pelo EC8-3. Aqui encontram-se os valores máximos relativos a cada pilar das 8 combinações consideradas sendo que estes máximos acontecem na base dos pilares.

Figura 17 - ρ dos pilares para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Damage Limitation

Nas vigas utilizou-se o mesmo processo, apresentando-se apenas o máximo das 8 combinações para a viga independentemente de ser do lado esquerdo ou direito ou do piso em que se encontre. Este máximo acontece maioritariamente nas vigas do 1º piso, podendo em casos esporádicos acontecer no 2º piso. A relação encontra-se representada na Figura 18.

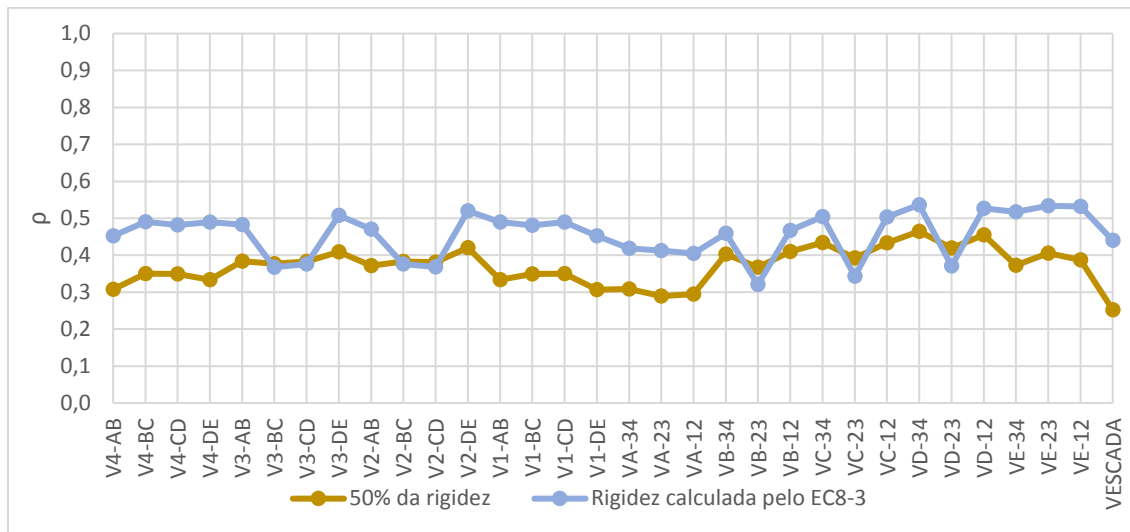


Figura 18 - ρ das vigas para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Damage Limitation

Como a relação $\rho = M_{modelo}/M_y$ é realizada para os $\rho \geq 1,0$, para ambas as rigidezes calculadas, quer nos pilares quer nas vigas, observa-se que são todos inferiores ao limite. Assim fica verificada a aplicabilidade do método das forças laterais para a relação de M_{modelo}/M_y .

Na Figura 19 apresentam-se os ρ dos pilares para as duas hipóteses de rigidez a aplicar na estrutura (50% e rigidez calculada pelo EC8-3) para a relação θ_{corda}/θ_y . Tal como na relação M_{modelo}/M_y o caso mais grave dos pilares acontece para a base dos mesmos.

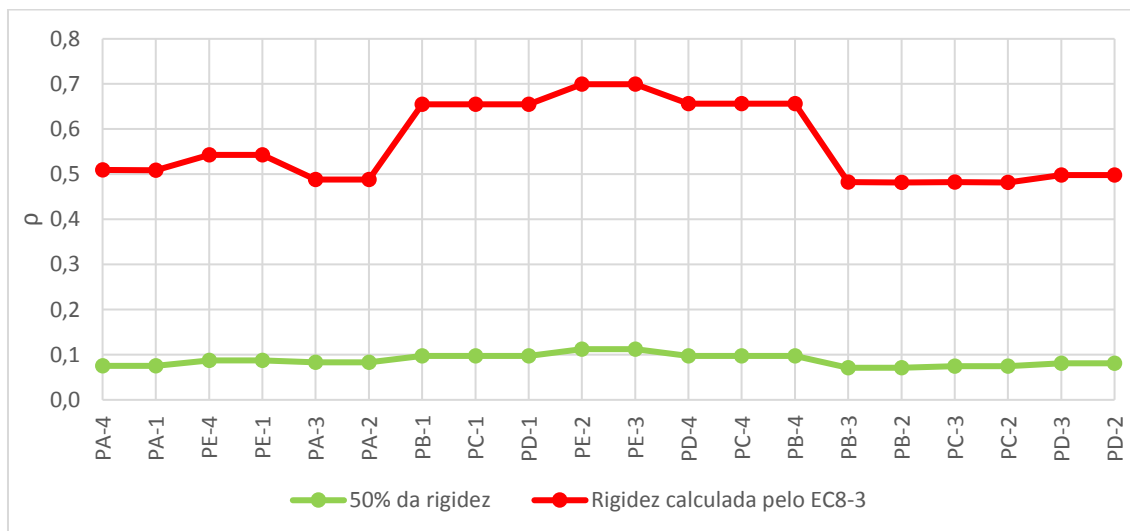


Figura 19 - ρ dos pilares para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Damage Limitation

Na Figura 20 apresenta-se a correspondente relação para as vigas. Refere-se que os máximos tanto acontecem no 1º como no 2º piso, estando aqui representados os máximos da estrutura para cada viga.

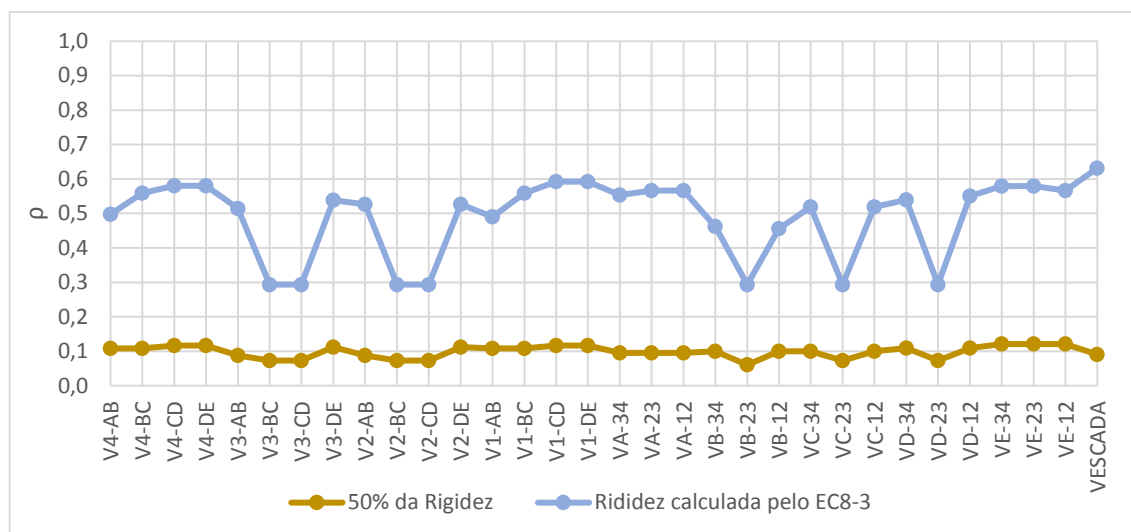


Figura 20 - ρ das vigas para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Damage Limitation

Tal como na relação de $M_{modelo}/M_{cedência}$, para as duas hipóteses de rigidez, este estado limite não apresenta nenhum ρ superior a 1,0 logo a aplicabilidade do método das forças laterais fica verificada.

5.2.1.2. Estado limite Significant Damage

Para este estado limite, a ação sísmica que condiciona ambas as estruturas é a Ação Sísmica Tipo 1, como se pode observar na Tabela 96.

Tabela 96 - Aceleração sísmica na estrutura de baixa ductilidade para o estado limite Significant Damage

	Estrutura com 50% de rigidez (EC8-1)		Estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3	
	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2
Direção X	5,51 (m/s ²)	4,53 (m/s ²)	4,35 (m/s ²)	1,49 (m/s ²)
Direção Y	5,51 (m/s ²)	4,53 (m/s ²)	4,14 (m/s ²)	1,42 (m/s ²)

Estes valores da aceleração já se encontram afetados pelo parâmetro da Tabela 88. As forças de corte na base encontram-se na Tabela 97.

Tabela 97 - Força de corte basal na estrutura de baixa ductilidade para o estado limite Significant Damage

	Estrutura com 50% de rigidez (EC8-1)		Estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3	
	λ	Força Corte Basal (kN)	λ	Força Corte Basal (kN)
Direção X	0,85	5094,36	0,85	4021,26
Direção Y	0,85	5094,36	0,85	3831,98

Tendo em vista estes valores, calculam-se as forças por piso a aplicar nas estruturas devido a ação sísmica que se encontram na Tabela 98.

Tabela 98 - Forças sísmicas a aplicar por piso na estrutura de baixa ductilidade para o estado limite Significant Damage

	Estrutura com 50% de rigidez (EC8-1)		Estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3	
Piso	F_{KX} (kN)	F_{KY} (kN)	F_{KX} (kN)	F_{KY} (kN)
1º piso	602,44	602,44	475,54	453,15
2º piso	1204,88	1204,88	951,08	906,31
3º piso	1807,32	1807,32	1426,61	1359,46
Cobertura	1479,73	1479,73	1168,03	1113,05
Σ	5094,36	5094,36	4021,26	3831,98

Tal como nos outros casos em que se aplica este método, estas forças têm que ser divididas pelos pórticos relativos a cada direção. Começando a verificação pela relação $\rho = M_{modelo}/M_{cedência}$ comprova-se que, tal como no estado limite Damage Limitation, estes são maiores na base dos pilares. Esta verificação está demonstrada na Figura 21.

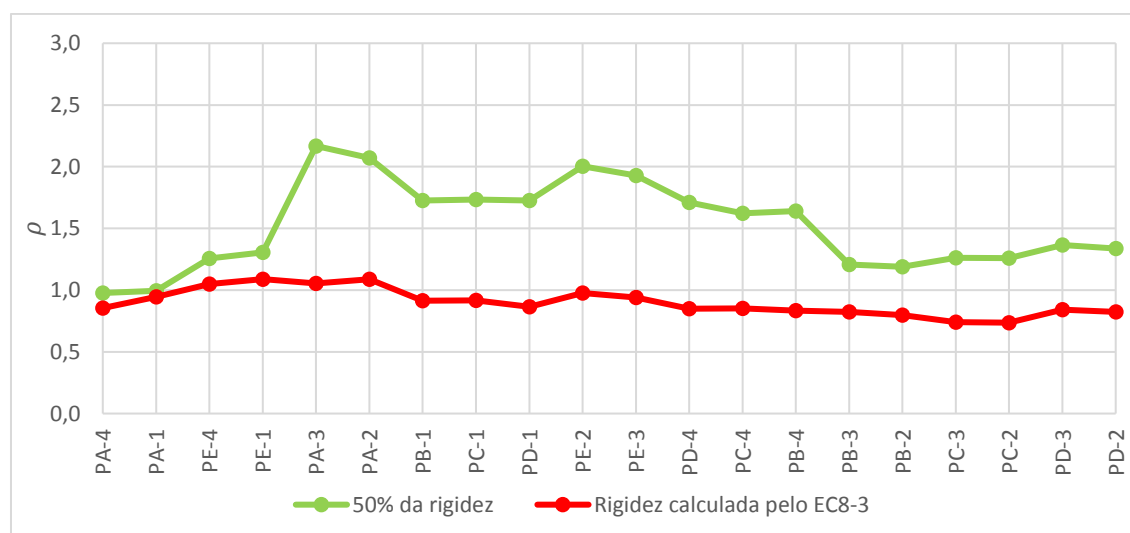


Figura 21 - ρ dos pilares para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Significant Damage

Para o caso das vigas, tal como aconteceu no estado limite Damage Limitation, o ρ máximo varia entre o piso 1 e o piso 2 e encontra-se representado na Figura 22.

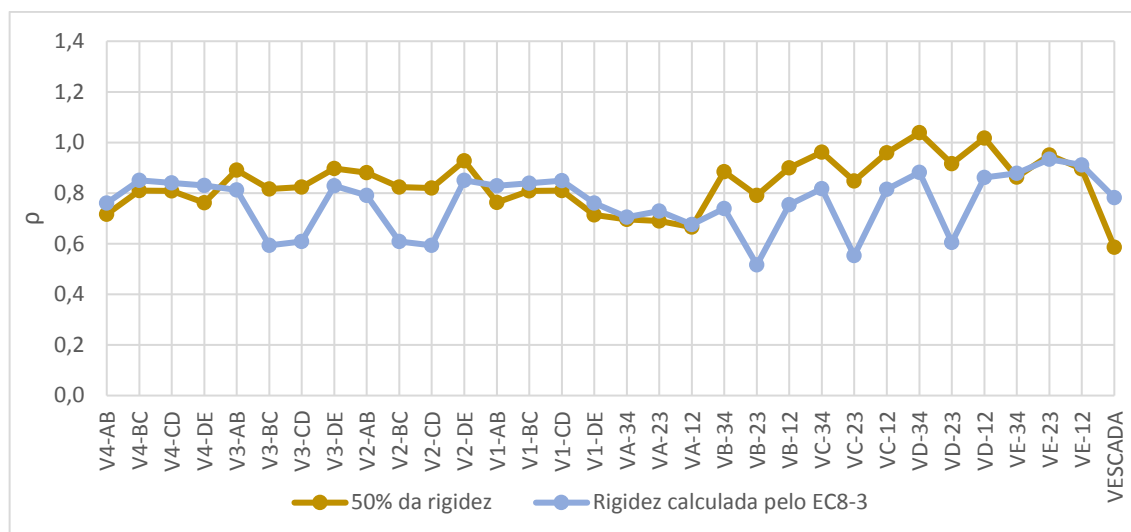


Figura 22 - ρ das vigas para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Significant Damage

Neste estado limite, para ambas as rigidezes em estudo, nos pilares já existem valores de ρ superior a 1,0, mas todos são inferiores a 3,0. Tendo a relação do valor máximo e mínimo dos ρ superiores a 1,0 ser inferior a 3,0 não existindo valores superiores a 3,0, esta relação está automaticamente verificada. Logo é possível a aplicação deste método.

Para os pilares, fazendo a verificação pelas rotações representou-se na Figura 23 a relação θ_{corda}/θ_y . Estes valores são os máximos e acontecem na base dos pilares.

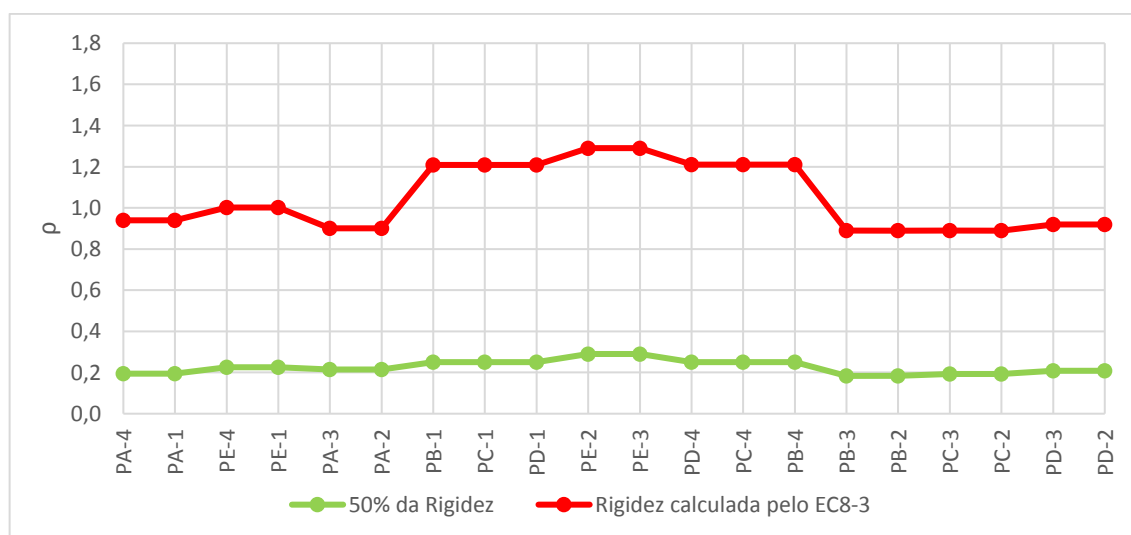


Figura 23 - ρ dos pilares para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Significant Damage

Na Figura 24 apresenta-se a verificação para as vigas.

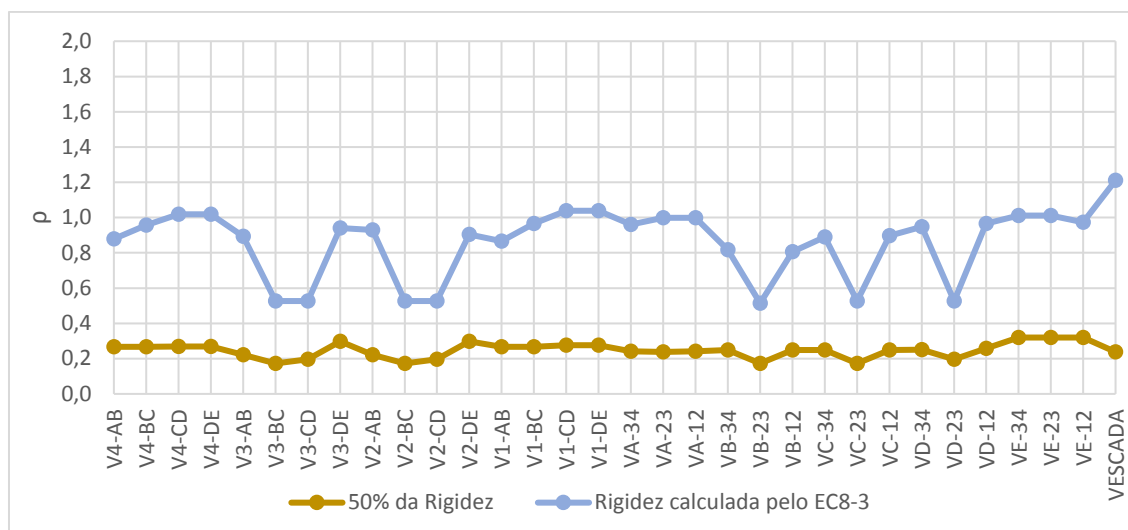


Figura 24 - ρ das vigas para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Significant Damage

Novamente, os ρ mais gravosos acontecem na base dos pilares e as vigas mais condicionantes dividem-se entre o 1º e o 2º piso. Tal como na verificação pelos momentos, existem valores de ρ superiores a 1,0 quando a estrutura tem a rigidez calculada pelo EC8-3, mas nenhum deles é superior a 3,0. Deste modo a verificação de aplicabilidade do método é verificada.

5.2.1.3. Estado limite Near Collapse

Neste estado limite, a ação sísmica mais gravosa para ambas as estruturas é a ação sísmica Tipo 1 tendo os valores da aceleração um valor bastante elevado como se observa na Tabela 99. É importante referir que este valor já está majorado pelo parâmetro da Tabela 88.

Tabela 99 - Aceleração sísmica na estrutura de baixa ductilidade para o estado limite Near Collapse

	Estrutura com 50% de rigidez (EC8-1)		Estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3	
	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2
Direção X	11,90 (m/s ²)	7,17 (m/s ²)	9,39 (m/s ²)	2,36 (m/s ²)
Direção Y	11,90 (m/s ²)	7,17 (m/s ²)	8,95 (m/s ²)	2,25 (m/s ²)

Naturalmente, este valor de aceleração vai traduzir-se numa elevada força de corte na base e à correspondente força por piso, como se pode constatar na Tabela 100 e na Tabela 101.

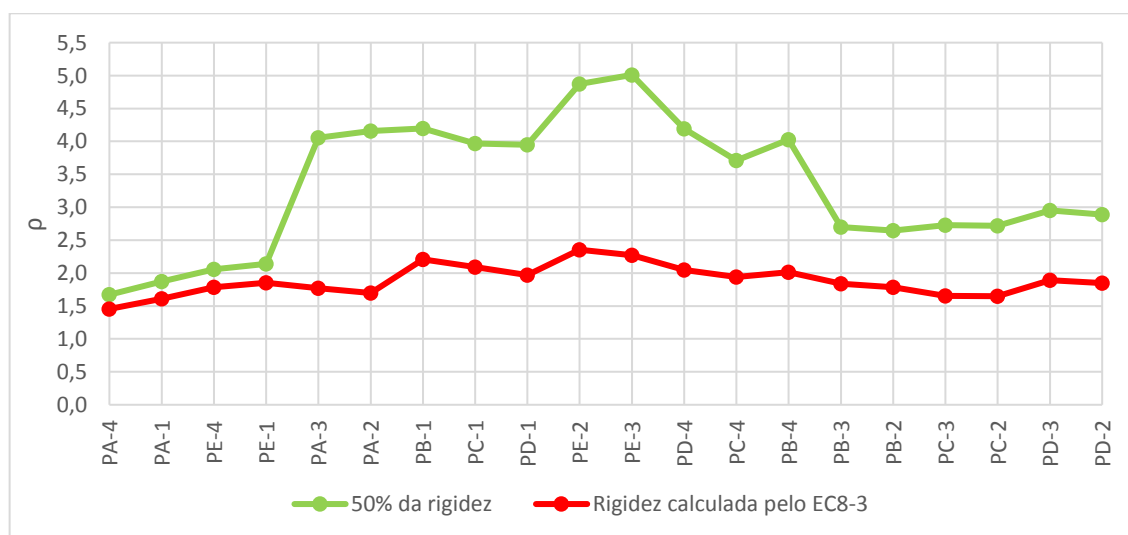
Tabela 100 - Força de corte basal na estrutura de baixa ductilidade para o estado limite Near Collapse

	Estrutura com 50% de rigidez (EC8-1)		Estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3	
	λ	Força Corte Basal (kN)	λ	Força Corte Basal (kN)
Direção X	0,85	11003,83	0,85	8685,91
Direção Y	0,85	11003,83	0,85	8277,08

Tabela 101 - Forças sísmicas a aplicar por piso na estrutura de baixa ductilidade para o estado limite Near Collapse

Piso	Estrutura com 50% de rigidez (EC8-1)		Estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3	
	F_{KX} (kN)	F_{KY} (kN)	F_{KX} (kN)	F_{KY} (kN)
1º piso	1301,27	1301,27	1027,16	978,81
2º piso	2602,54	2602,54	2054,32	1957,63
3º piso	3903,80	3903,80	3081,48	2936,44
Cobertura	3196,22	3196,22	2522,95	2404,19
Σ	11003,83	11003,83	8685,91	8277,08

Observando a Figura 25, é possível observar que, para este estado limite, já existem ρ superiores a 3,0 na estrutura com 50% da rigidez. Desta forma, é necessário fazer aplicar a relação entre ρ_{\max}/ρ_{\min} . Os ρ representados são os máximos para cada pilar e acontecem na base dos mesmos.

Figura 25 - ρ dos pilares para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Near Collapse

Em termos de vigas, tal como nos casos anteriores, os valores máximos variam entre as vigas do 1º piso e as vigas do 2º piso, mas não chegando em nenhum dos casos perto de 3,0, tal como se pode verificar na Figura 26.

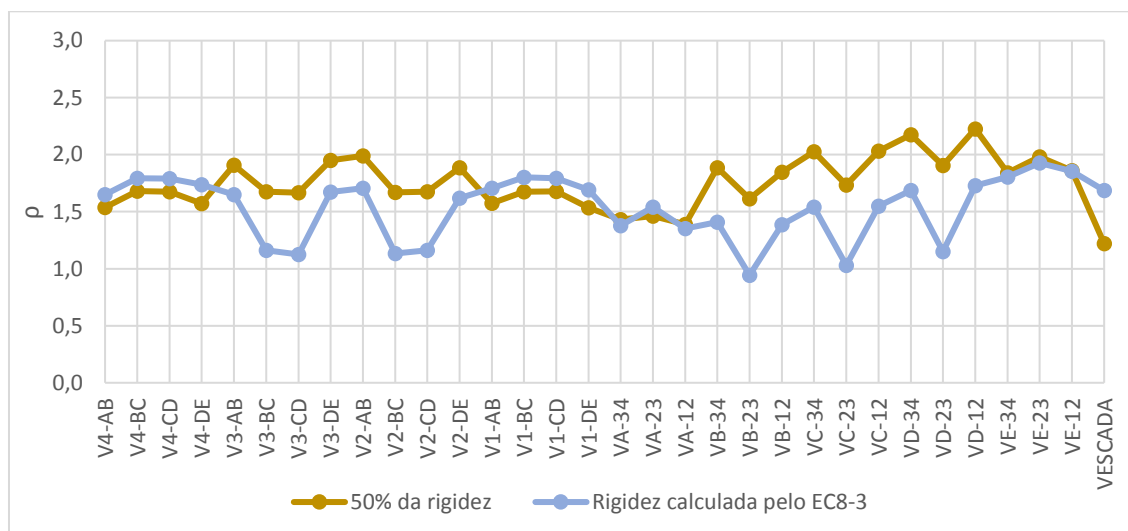


Figura 26 - ρ das vigas para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Near Collapse

Quando a estrutura tem 50% da rigidez, esta tem o $\rho_{m\acute{a}x} = 5,01$ na base do pilar P_{E-3} e o $\rho_{min} = 1,38$ na viga $VA-34$ no 1º piso. Fazendo o cálculo do $\rho_{m\acute{a}x}/\rho_{min}$ chega-se ao valor de 3,63, o que impossibilita a aplicação do método. Para a estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3 não existe nenhum ρ superior a 3,0 logo não é necessário fazer a verificação de $\rho_{m\acute{a}x}/\rho_{min}$ estando a aplicabilidade do método verificada. O ρ_{min} utilizado nestes cálculos não é necessariamente o ρ_{min} da estrutura completa. Este ρ_{min} é o mínimo dos máximos existentes e sendo que, para este valor a estrutura já não permite a aplicação do método. Se eventualmente existir um ρ_{min} , inferior o método continua a ser não aplicável. Em todos os cálculos da razão $\rho_{m\acute{a}x}/\rho_{min}$ vai seguir-se esta ideia, mas caso em algum deles seja necessário, irá fazer-se uma verificação mais extensa aos ρ_{min} como se realizou neste caso.

Realizando-se a análise em termos de rotação para os pilares, os ρ encontram-se no Figura 27.

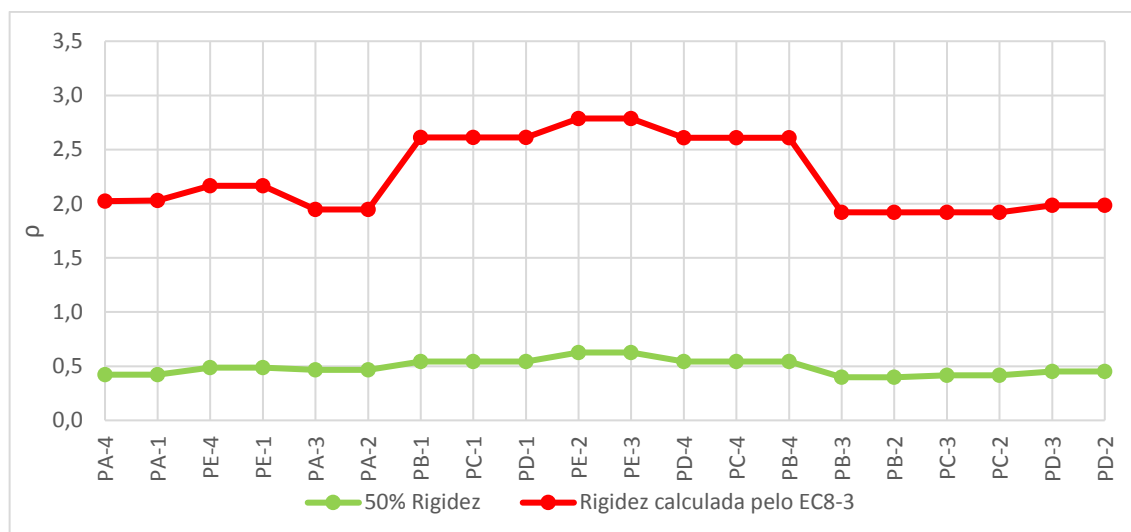


Figura 27 - ρ dos pilares para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Near Collapse

Para esta verificação observa-se que não existem valores de ρ superiores 3,0. Na Figura 28 apresenta-se a avaliação das vigas.

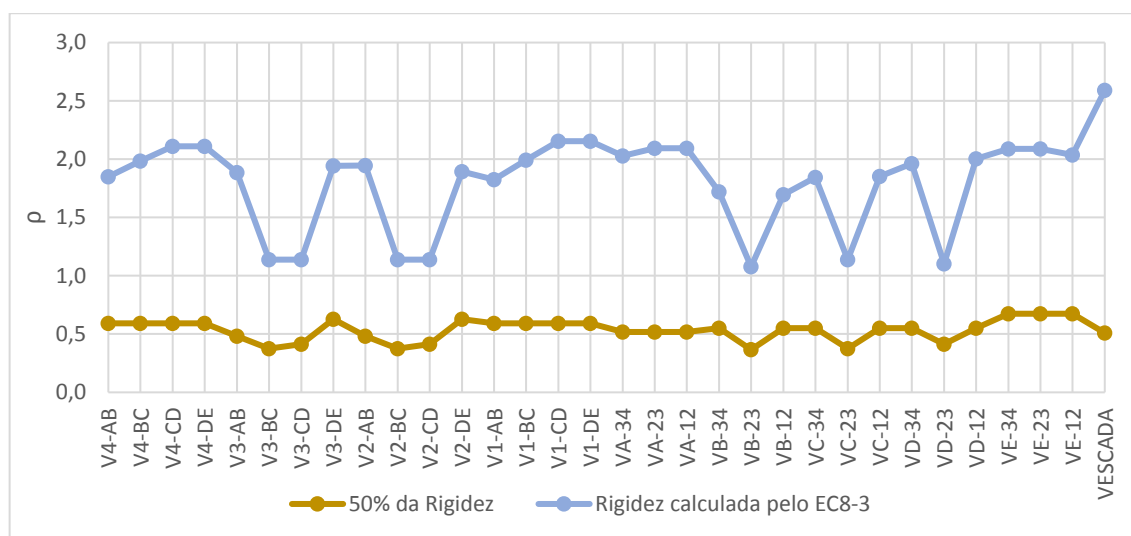


Figura 28 - ρ das vigas para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Near Collapse

Para ambas as rigidezes estudadas, como não existe nenhum ρ superior a 3,0 pode aplicar-se o Método das Forças Laterais.

A Tabela 102 resume a aplicabilidade do método para as diferentes formas de verificação de ρ e das rigidezes aplicadas para a estrutura de ductilidade baixa.

Tabela 102 - Resumo da aplicabilidade do método das forças laterais tendo em conta a verificação feita e a rigidez considerada para a estrutura de baixa ductilidade

Estado Limite	Baixa Ductilidade			
	Momentos 50% rigidez (EC8-1)	Momentos com rigidez calculada pelo EC8-3	Rotação 50% rigidez (EC8-1)	Rotação com rigidez calculada pelo EC8-3
Damage Limitation	Permite	Permite	Permite	Permite
Significant Damage	Permite	Permite	Permite	Permite
Near Collapse	Não Permite	Permite	Permite	Permite

Para os estados limite Damage Limitation e Significant Damage é possível aplicar o método das forças laterais através de todas as verificações de aplicabilidade realizada. Para o estado limite Near Collapse esta aplicação não é permitida para a verificação $\rho = M_{modelo}/M_{resistente}$ na estrutura com 50% de rigidez. Apesar de não ser permitida a sua utilização, nesta dissertação, o método será utilizado para a análise dos vários estados limite.

5.2.2. ESTRUTURA COM MÉDIA DUCTILIDADE

Para fazer as verificações de aplicabilidade do método das forças laterais, é necessário calcular, tal como na baixa ductilidade, a curvatura de cedência e a rotação de cedência dos elementos. A Tabela 103 apresenta os valores de ϕ_y , enquanto a rotação de cedência encontra-se na Tabela 104.

Tabela 103 - Curvatura de cedência nos elementos da estrutura de média ductilidade

	$\phi_{y,x}$	$\phi_{y,y}$
Pilar de Canto	0,01050	0,10500
Pilar Central	0,01313	0,01313
Pilar Lateral	0,01750	0,00700
Viga Central	0,01214	0,01214
Viga Lateral	0,00944	0,00944

Tabela 104 - Cálculo das rotações de cedência dos elementos da estrutura de média ductilidade

	L_v (m)	a_{vz}	f_y (MPa)	f_c (MPa)	$\theta_{y,x}$	$\theta_{y,y}$
Pilar de Canto	1,50	0,0	575	38	0,00931	0,00931
Pilar Central	1,50	0,0	575	38	0,01097	0,01097
Pilar Lateral	1,50	0,0	575	38	0,01404	0,00734
Viga Central	2,15	0,0	575	38	0,01227	0,01227
Viga Lateral	2,15	0,0	575	38	0,01005	0,01005

Calculando a rigidez para cada elemento da estrutura pela equação 42, obtém-se os valores de rigidez que constam na Tabela 105, assim como os módulos de elasticidade equivalentes e inércias equivalentes a afetar para simular os efeitos de fendilhação.

Tabela 105 - Rigidez dos elementos da estrutura de média ductilidade calculados através do EC8-3

	Rigidez (MN.m ²)	E (MPa) / Inércia (cm ⁴)	% Rigidez Total
Pilar de Canto	14,50	2784,46	8,4%
Pilar Central	8,20	3845,36	11,7%
Pilar Lateral	23,02	69748,81	6,6%
Pilar Lateral	5,70	17268,22	10,2%
Viga Central	6,11	4971,43	15,1%
Viga Lateral	10,44	3982,61	12,1%

Tal como na estrutura com baixa ductilidade, verifica-se que o EC8-3 impõe rigidezes bastante baixas nas verificações de segurança.

Apresentam-se na Tabela 106 os períodos da estrutura de média ductilidade quando esta tem 50% da rigidez e a rigidez calculada pelo EC8-3.

Tabela 106 - Frequências e períodos da estrutura de média ductilidade com os níveis de fendilharão a considerar

Estrutura com 50% da rigidez (EC8-1)		Estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3	
F_x (Hz)	T_x (s)	F_x (Hz)	T_x (s)
1,74	0,58	0,80	1,25
F_y (Hz)	T_y (s)	F_y (Hz)	T_y (s)
1,62	0,62	0,76	1,32

5.2.2.1. Estado limite Damage Limitation

Calculando a aceleração para os períodos da estrutura para as duas rigidezes determinados, obtém-se aos valores da aceleração que constam na Tabela 107.

Tabela 107 - Aceleração sísmica na estrutura de média ductilidade para o estado limite Damage Limitation

	Estrutura com 50% de rigidez (EC8-1)		Estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3	
	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2
Direção X	2,13 (m/s ²)	1,10 (m/s ²)	1,02 (m/s ²)	0,51 (m/s ²)
Direção Y	2,06 (m/s ²)	1,02 (m/s ²)	0,97 (m/s ²)	0,48 (m/s ²)

A ação sísmica condicionante é a ação sísmica Tipo 1 para ambas as rigidezes consideradas. Nas Tabelas 108 e 109 encontram-se as forças de corte na base das estruturas, assim como as forças sísmicas a aplicar por piso nas estruturas para simular o efeito da ação sísmica.

Tabela 108 - Força de corte basal na estrutura de média ductilidade para o estado limite Damage Limitation

	Estrutura com 50% de rigidez (EC8-1)		Estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3	
	λ	Força Corte Basal (kN)	λ	Força Corte Basal (kN)
Direção X	0,85	1539,36	1,00	870,06
Direção Y	0,85	1491,78	1,00	822,81

Tabela 109 - Forças sísmicas a aplicar por piso na estrutura de média ductilidade para o estado limite Damage Limitation

Piso	Estrutura com 50% de rigidez (EC8-1)		Estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3	
	F _{KX} (kN)	F _{KY} (kN)	F _{KX} (kN)	F _{KY} (kN)
1º piso	184,91	179,19	104,51	98,83
2º piso	369,81	358,38	209,02	197,67
3º piso	554,72	537,57	313,53	296,50
Cobertura	429,93	416,64	243,00	229,81
Σ	1539,36	1491,78	870,06	822,81

A Figura 29 estabelece a relação entre momentos, de modo a calcular os ρ para os pilares. Para estes encontram-se alguns valores superiores a 1,0, mas todos eles inferiores a 3,0. Estes valores foram calculados para a base dos pilares.

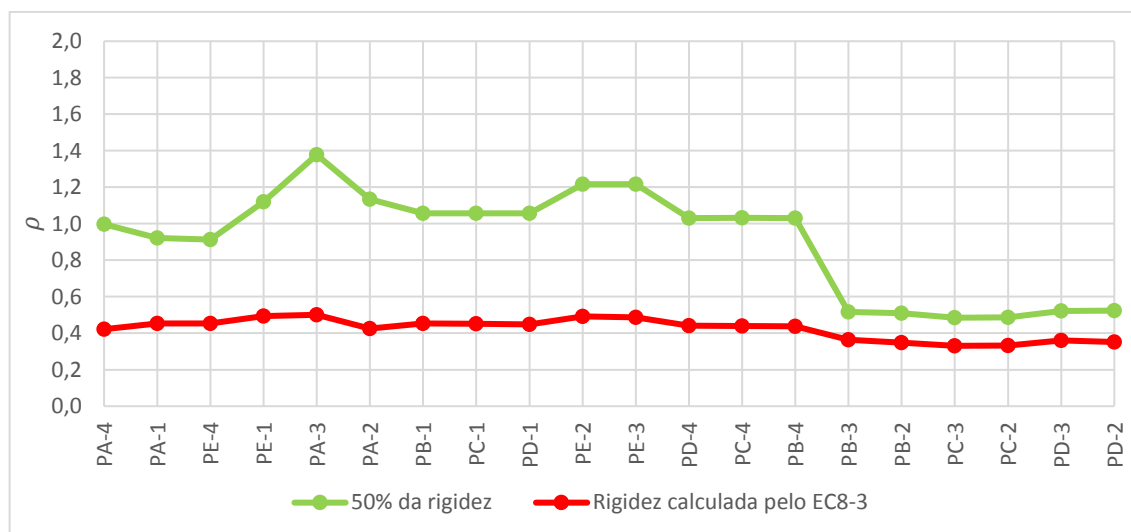


Figura 29 - ρ dos pilares para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Damage Limitation

Para as vigas, observa-se na Figura 30, que os valores andam todos por volta dos 0,8 e 1,2 para os dois casos de rigidez estudados sendo que nenhum é superior a 3,0. Estes valores são os máximos que acontecem nas vigas, quer do 1º, quer do 2º piso, apresentando-se aqui os máximos destes dois casos. Como nenhum dos valores é superior a 3,0, para este estado limite é possível aplicar o método das forças laterais.

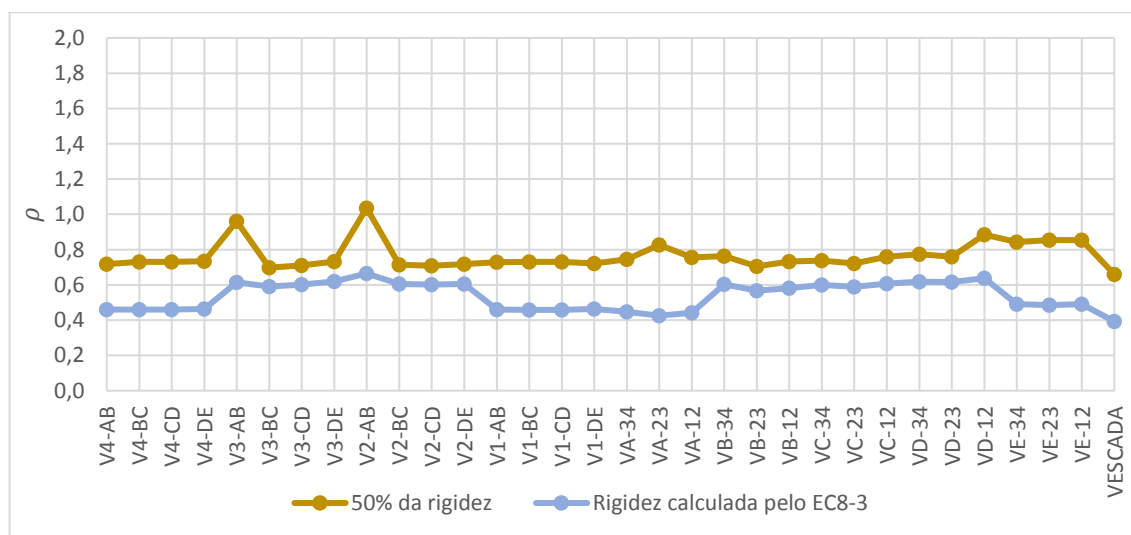


Figura 30 - ρ das vigas para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Damage Limitation

Para a relação θ_{corda}/θ_y analisa-se, primeiramente, os ρ relativos aos pilares para as duas rigidezes em estudo e encontram-se os resultados da Figura 31.

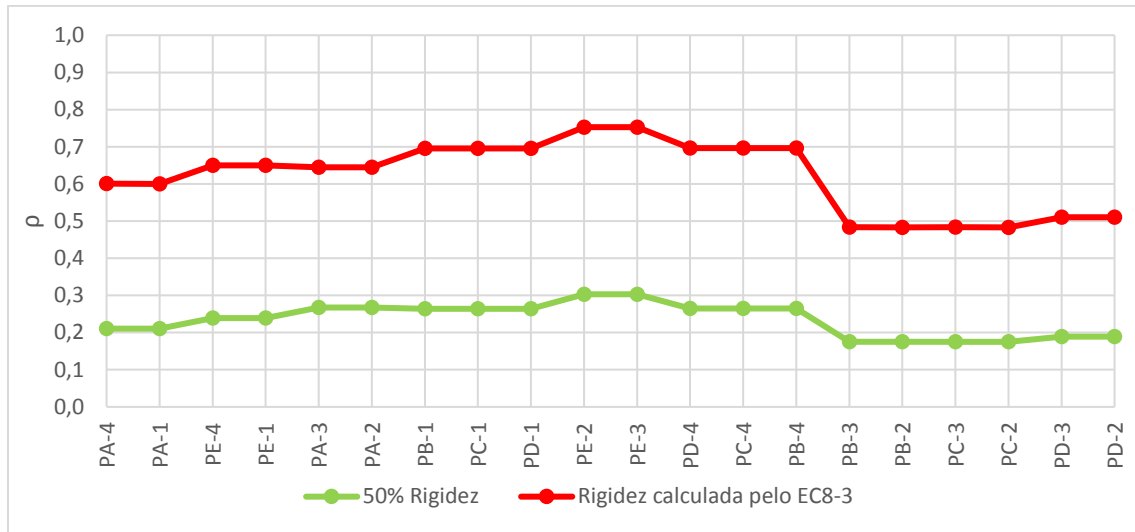


Figura 31 - ρ dos pilares para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Damage Limitation

Analisando as vigas, obtém-se os resultados da Figura 32.

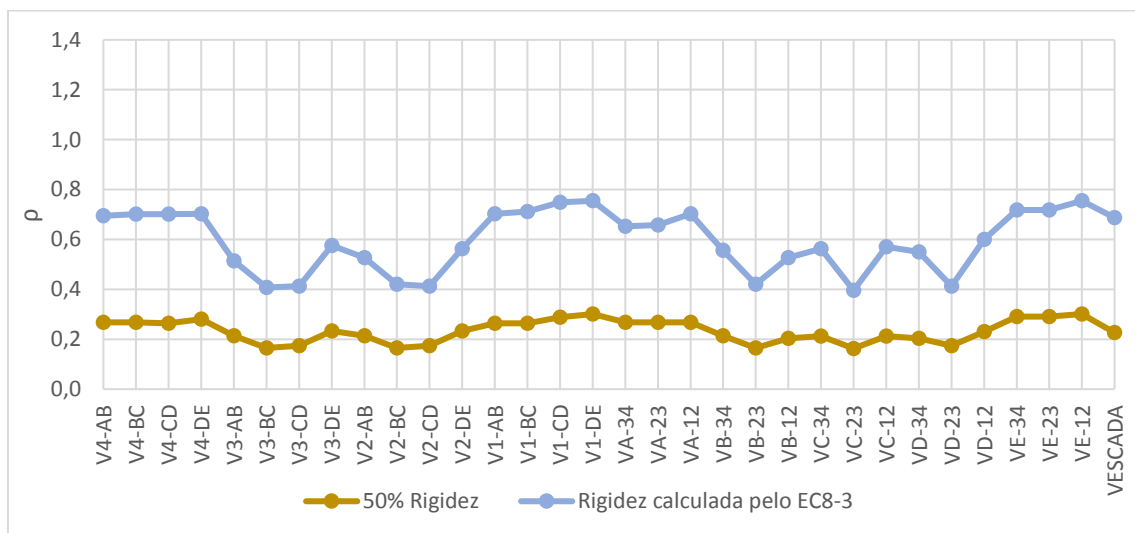


Figura 32 - ρ das vigas para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Damage Limitation

Quer para os pilares quer para as vigas, não encontramos ρ superiores a 1,0, para nenhuma das duas rigidezes estudadas e deste modo o método das forças laterais é aplicável.

5.2.2.2. Estado limite Significant Damage

Calculando, inicialmente, as acelerações, verifica-se que a aceleração condicionante acontece para a ação sísmica Tipo 1 para ambas as rigidezes calculadas, como se pode constatar na Tabela 110.

Tabela 110 - Aceleração sísmica na estrutura de média ductilidade para o estado limite Significant Damage

	Estrutura com 50% de rigidez (EC8-1)		Estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3	
	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2
Direção X	5,51 (m/s ²)	1,97 (m/s ²)	2,65 (m/s ²)	0,91 (m/s ²)
Direção Y	5,34 (m/s ²)	1,83 (m/s ²)	2,50 (m/s ²)	0,86 (m/s ²)

As forças de corte na base estão representadas na Tabela 111.

Tabela 111 - Força de corte basal na estrutura de média ductilidade para o estado limite Significant Damage

	Estrutura com 50% de rigidez (EC8-1)		Estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3	
	λ	Força Corte Basal (kN)	λ	Força Corte Basal (kN)
Direção X	0,85	3981,11	1,00	2250,15
Direção Y	0,85	3858,05	1,00	2127,97

As forças a aplicar por piso na consideração da ação sísmica encontram-se na Tabela 112.

Tabela 112 - Forças sísmicas a aplicar por piso na estrutura de média ductilidade para o estado limite Significant Damage

Piso	Estrutura com 50% de rigidez (EC8-1)		Estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3	
	F_{KX} (kN)	F_{KY} (kN)	F_{KX} (kN)	F_{KY} (kN)
1º piso	478,20	463,42	270,28	255,61
2º piso	956,41	926,84	540,57	511,21
3º piso	1434,61	1390,26	810,85	766,82
Cobertura	1111,89	1077,52	628,45	594,32
Σ	3981,11	3858,05	2250,15	2127,97

Calculando o valor de ρ para os pilares, observando a Figura 33, verifica-se que, para a estrutura com 50% da rigidez, já existem valores de ρ superiores a 3,0. Relembra-se que estes valores de ρ são os máximos por pilar e acontecem na base dos mesmos.

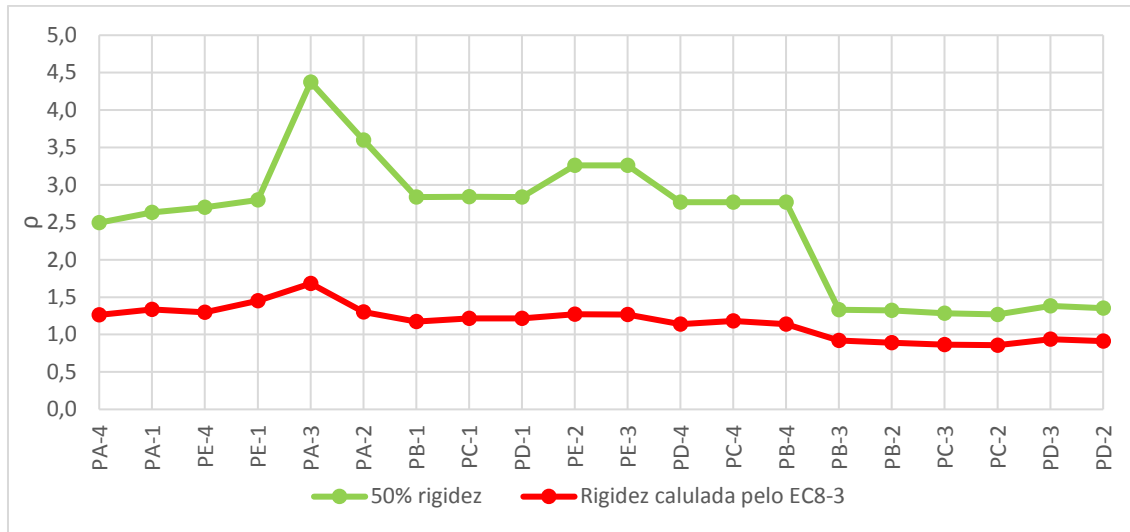


Figura 33 - ρ dos pilares para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Significant Damage

Fazendo agora a análise para as vigas, como se pode observar na Figura 34, não existe nenhum ρ superior a 3,0. Estes valores de ρ para as vigas ocorrem nas vigas do 1º piso e nas vigas do 2º piso, sendo que aqui estão apresentados os máximos para cada viga.

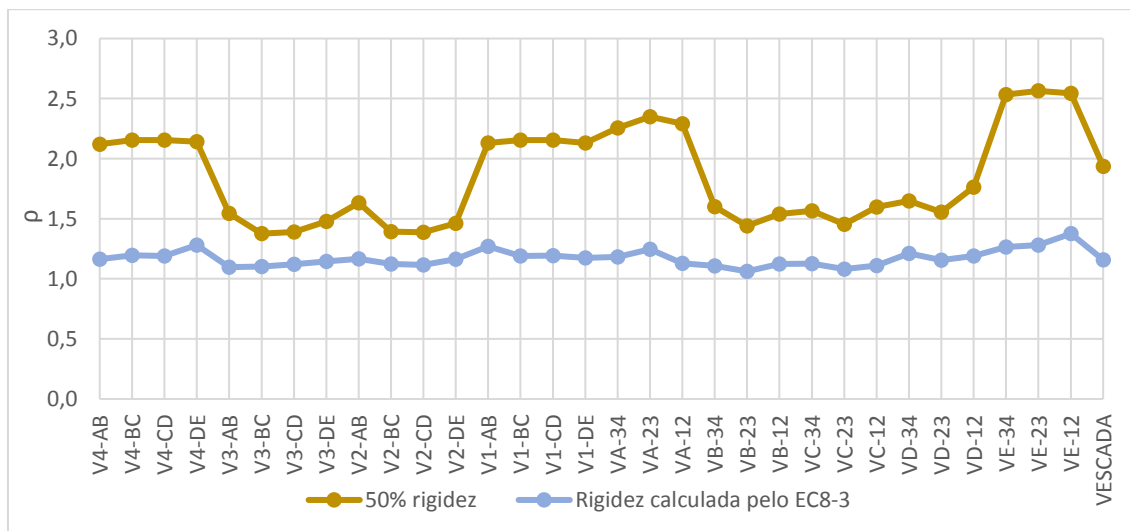


Figura 34 - ρ das vigas para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Significant Damage

Nesta análise, para a estrutura com 50% da rigidez, tem-se um $\rho_{máx} = 4,37$ na base do pilar P_{A-3} e o $\rho_{min} = 1,27$ na base do pilar P_{C-2} levando a estrutura a ter um $\rho = 3,44$ sendo que assim não é possível a aplicação do método. Na estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3, não existe nenhum ρ superior a 3,0 sendo possível a aplicação do método das forças laterais.

Analisando agora a aplicabilidade do método das forças laterais, mas fazendo a análise em termos de rotações, obtém-se os valores de ρ dos pilares que se encontram na Figura 35 e das vigas na Figura 36.

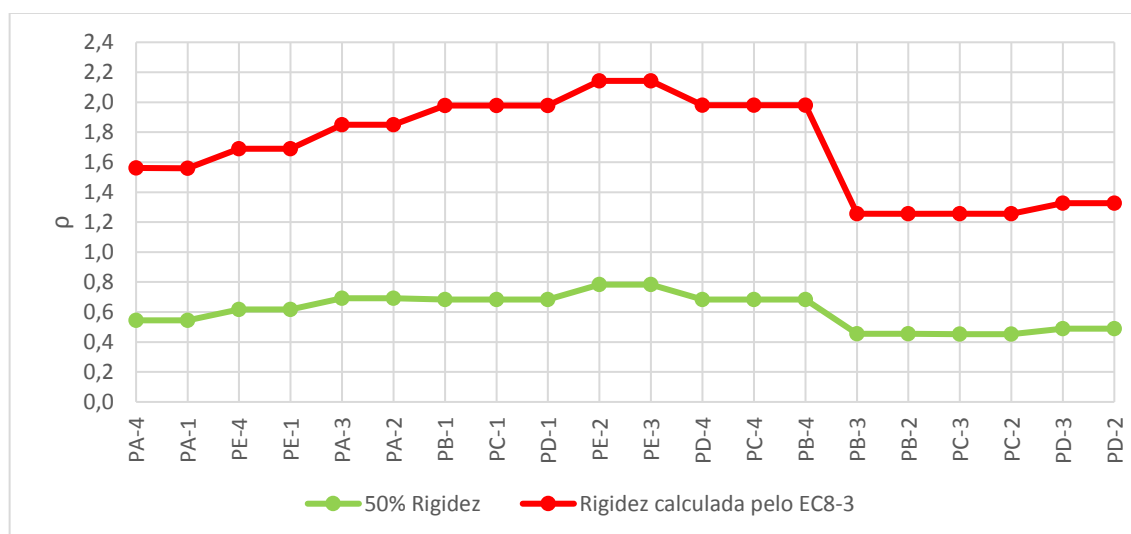


Figura 35 - ρ dos pilares para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Significant Damage

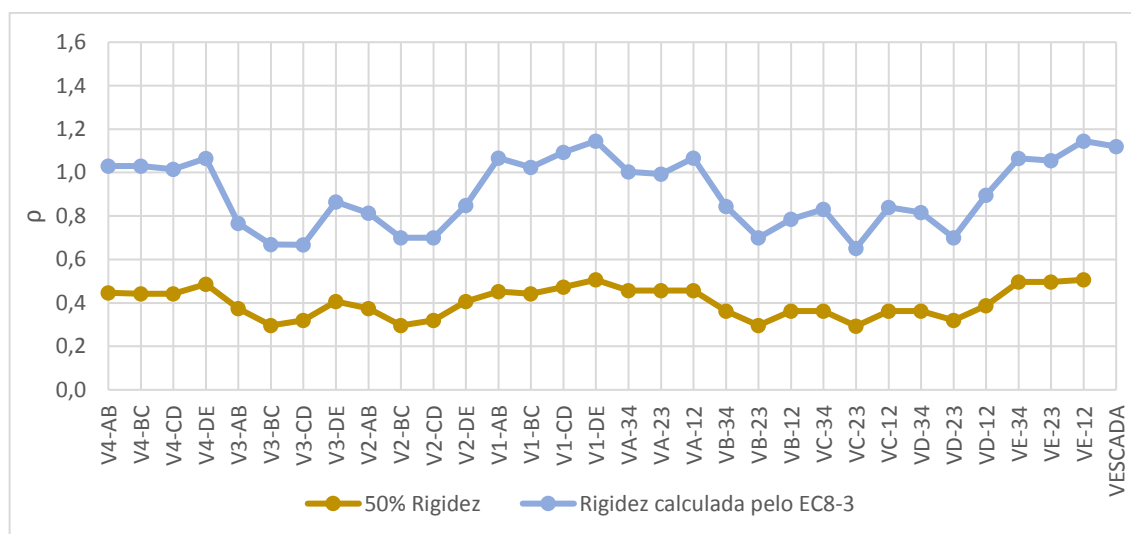


Figura 36 - ρ das vigas para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Significant Damage

Para ambas as rigidezes em estudo, como nenhum dos valores de ρ é superior a 3,0 a aplicabilidade do método das forças laterais é verificada.

5.2.2.3. Estado limite Near Collapse

Realizando-se os cálculos necessários para o estado limite Near Collapse encontram-se nas Tabelas 113, 114 e 115 a aceleração a aplicar, a força de corte basal e as forças a aplicar por piso, respetivamente.

Tabela 113 - Aceleração sísmica na estrutura de média ductilidade para o estado limite Near Collapse

	Estrutura com 50% de rigidez (EC8-1)		Estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3	
	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2
Direção X	11,90 (m/s ²)	2,89 (m/s ²)	5,72 (m/s ²)	1,44 (m/s ²)
Direção Y	11,53 (m/s ²)	2,89 (m/s ²)	5,41 (m/s ²)	1,36 (m/s ²)

Tabela 114 - Força de corte basal na estrutura de média ductilidade para o estado limite Near Collapse

	Estrutura com 50% de rigidez (EC8-1)		Estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3	
	λ	Força Corte Basal (kN)	λ	Força Corte Basal (kN)
Direção X	0,85	8599,21	1,00	4860,33
Direção Y	0,85	8333,39	1,00	4596,41

Tabela 115 - Forças sísmicas a aplicar por piso na estrutura de média ductilidade para o estado limite Near Collapse

Piso	Estrutura com 50% de rigidez (EC8-1)		Estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3	
	F _{KX} (kN)	F _{KY} (kN)	F _{KX} (kN)	F _{KY} (kN)
1º piso	1032,92	1000,99	583,81	552,11
2º piso	2065,84	2001,98	1167,63	1104,22
3º piso	3098,76	3002,97	1751,44	1656,33
Cobertura	2401,69	2327,45	1357,45	1283,74
Σ	8599,21	8333,39	4860,33	4596,41

Na Figura 37 apresentam-se os valores dos ρ relativos aos pilares para a relação dos momentos. Mostram-se os valores máximos na base dos pilares, mas também o valor no topo do 1º pilar. Verifica-se que a estrutura tem valores de ρ bastantes elevados.

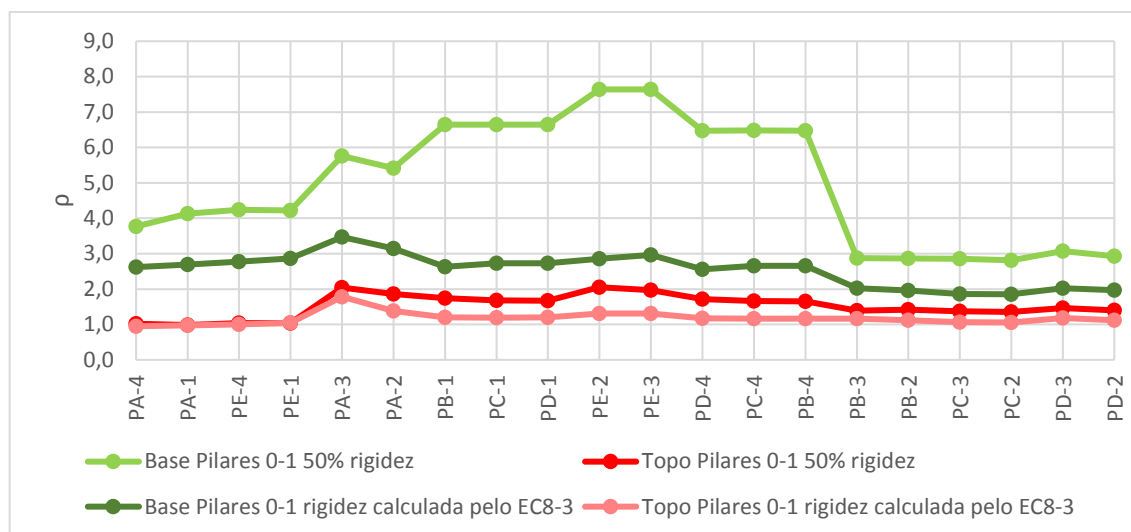


Figura 37 - ρ dos pilares para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Near Collapse

Para as vigas, mostram-se na Figura 38 os máximos de ρ para cada viga que se encontra no 1º piso ou no 2º piso.

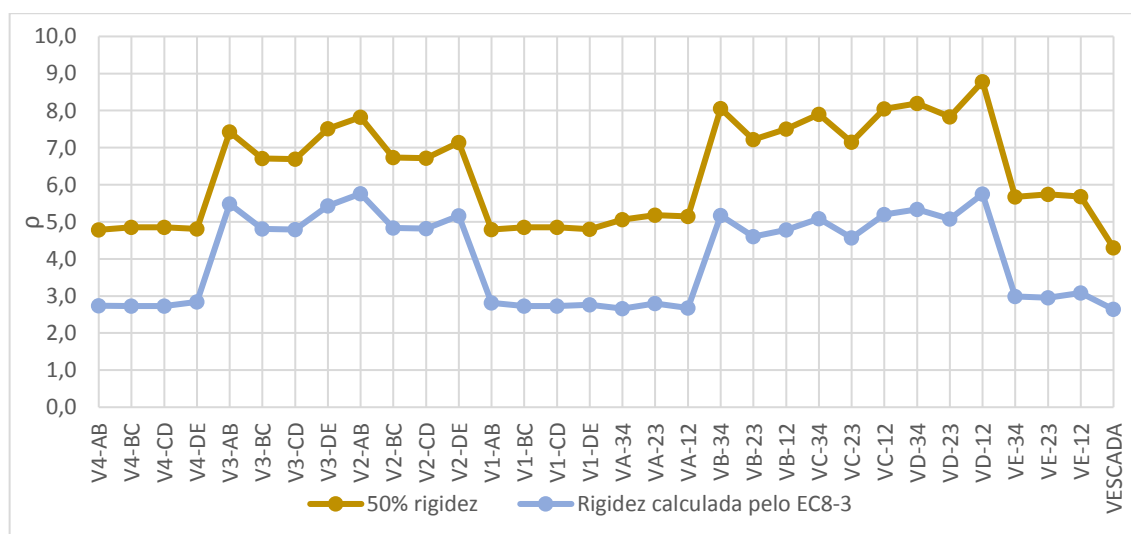


Figura 38 - ρ das vigas para a razão M_{modelo}/M_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Near Collapse

Quer nos pilares, quer nas vigas, encontram-se valores de ρ superiores a 3,0 logo é necessário fazer a verificação. Na estrutura com 50% da rigidez, sendo $\rho_{m\acute{a}x} = 8,78$ na viga V_{D-12} do 1º piso e $\rho_{min} = 1,03$ no topo do pilar P_{E-4} entre a base e o 1º piso chega-se a um $\rho_{m\acute{a}x}/\rho_{min} = 7,42$ não sendo possível aplicar o método das forças laterais. Para a estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3 encontra-se um $\rho_{m\acute{a}x} = 5,76$ na viga V_{D-12} do 1º piso e $\rho_{min} = 1,00$ no topo do pilar P_{A-1} entre a base e o 1º piso. Deste modo o $\rho_{m\acute{a}x}/\rho_{min} = 5,76$ logo não é possível a aplicação do Método das Forças Laterais.

Fazendo a verificação em termos de rotações, na Figura 39 mostram-se os ρ para as bases dos pilares para as duas rigidezes em estudo.

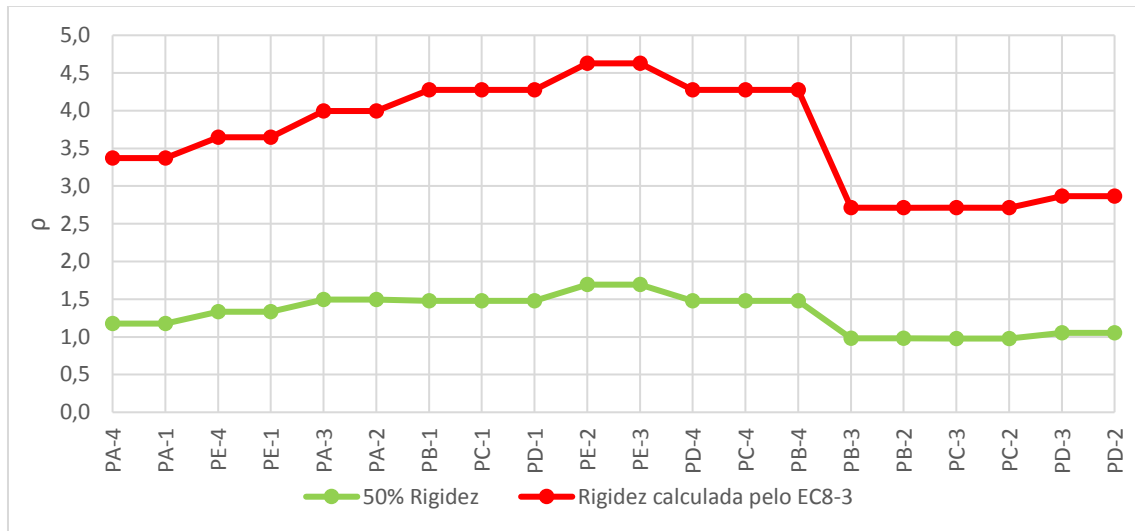


Figura 39 - ρ dos pilares para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de média ductilidade e para o estado limite Near Collapse

Na Figura 40 encontram-se os ρ das vigas.

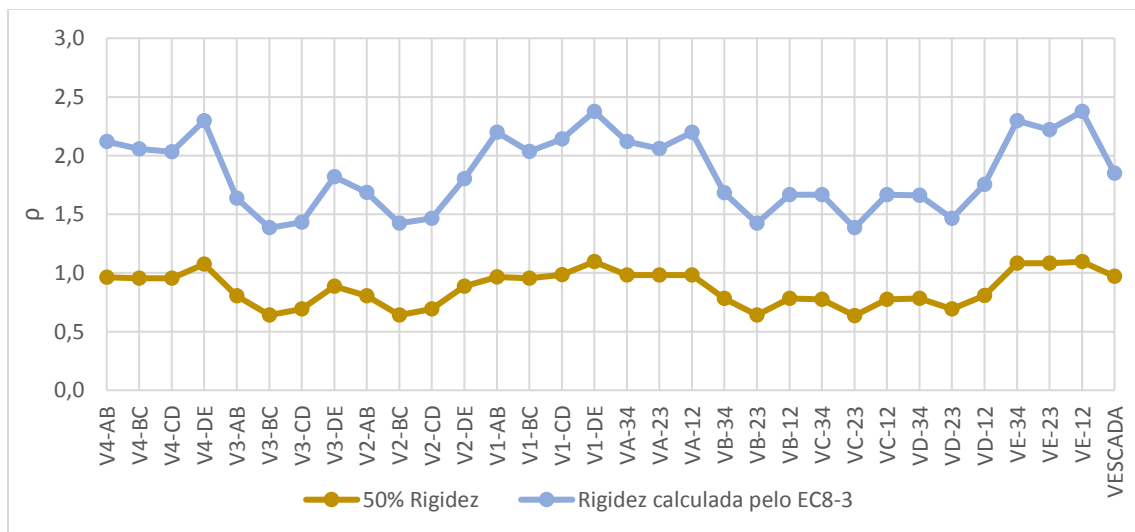


Figura 40 - ρ das vigas para a razão θ_{corda}/θ_y para a estrutura de baixa ductilidade e para o estado limite Near Collapse

Para o caso de a estrutura ter 50% da rigidez, nos pilares e nas vigas apesar de existirem ρ maiores que 1,0 não existe nenhum que seja superior a 3,0. Assim, fica verificada a aplicabilidade do método para estes dois casos. Para o caso da estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3 o caso é diferente. Encontra-se nos pilares valores de ρ superiores a 3,0. Fazendo o cálculo de $\rho_{m\acute{a}x}/\rho_{m\acute{i}n}$, para o $\rho_{m\acute{a}x} = 4,63$ na

base do pilar P_{E-2} e $\rho_{min} = 1,38$ na viga V_{3-BC} no 1º piso chega-se a um $\rho_{max}/\rho_{min} = 3,36$ não sendo possível aplicar o método das forças laterais.

A Figura 116 compila esta informação demonstrada anteriormente.

Tabela 116 - Resumo da aplicabilidade do método das forças laterais tendo em conta a verificação feita e a rigidez considerada para a estrutura de média ductilidade

Estado Limite	Média Ductilidade			
	Momentos 50% rigidez (EC8-1)	Momentos com rigidez calculada pelo EC8-3	Rotação 50% rigidez (EC8-1)	Rotação com rigidez calculada pelo EC8-3
Damage Limitation	Permite	Permite	Permite	Permite
Significant Damage	Não permite	Permite	Permite	Permite
Near Collapse	Não permite	Não permite	Permite	Não permite

Para o estado limite Damage Limitation é permitida a aplicação do método das forças laterais. Para o estado limite Significant Damage a aplicação não é permitida quando a análise de aplicabilidade é realizada pela razão dos momentos para a estrutura com 50% da rigidez. Para o estado limite Near Collapse apenas é permitida a aplicação do Método das Forças Laterais quando é feita a razão das rotações para a estrutura com 50% da rigidez. Apesar disto, tal com no caso da baixa ductilidade, utilizar-se-á o método das forças laterais para fazer as respetivas análises.

5.3. VERIFICAÇÃO DOS MECANISMOS DÚCTEIS

A verificação dos mecanismos dúcteis é realizada através da verificação da rotação da corda. Tal como foi referido nos pontos anteriores, apesar de, para alguns estados limite não ser possível a aplicação do Método das Forças Laterais, nesta dissertação irá utilizar-se este método. As verificações de segurança vão ser realizadas para 50% da rigidez da estrutura e para a rigidez calculada através do EC8-3.

5.3.1. VERIFICAÇÃO PARA O ESTADO LIMITE DAMAGE LIMITATION

5.3.1.1. Estrutura de baixa ductilidade

Como referido na secção 3.2.5.1 a verificação das estruturas para o estado limite Damage Limitation faz-se comparando o valor da rotação da corda, θ , com a rotação de cedência da corda calculada através das equações 48 e 50. Para a estrutura de baixa ductilidade, os valores da rotação de cedência encontram-se na Tabela 90. Considerando 50% da rigidez, para os pilares apresenta-se a segurança na Figura 41 além da média, desvio padrão e coeficiente de variação que se encontram na Tabela 117.

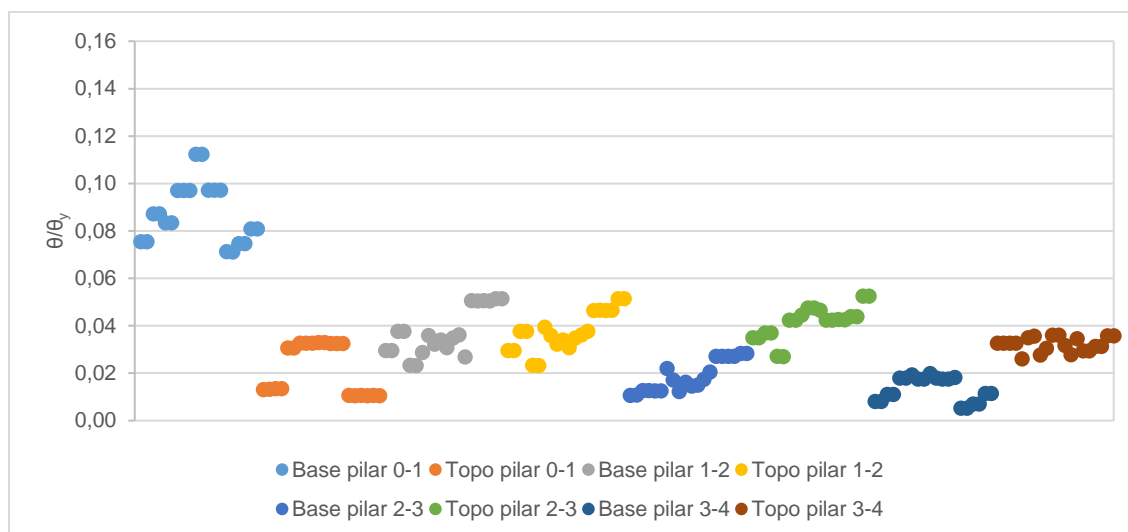


Figura 41 - Relação θ/θ_y para os pilares na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez

Tabela 117 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_y dos pilares na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez

	Base pilar 0-1	Topo pilar 0-1	Base pilar 1-2	Topo pilar 1-2	Base pilar 2-3	Topo pilar 2-3	Base pilar 3-4	Topo pilar 3-4
Média	0,088	0,022	0,037	0,037	0,019	0,042	0,013	0,028
Desvio Padrão	0,012	0,010	0,010	0,008	0,006	0,007	0,005	0,003
Coef. Variação	14,1%	47,2%	26,1%	21,8%	35,0%	16,3%	38,4%	10,6%

As vigas estão representadas na Figura 42 enquanto que a média, desvio padrão e o coeficiente de variação encontram-se na Tabela 118.

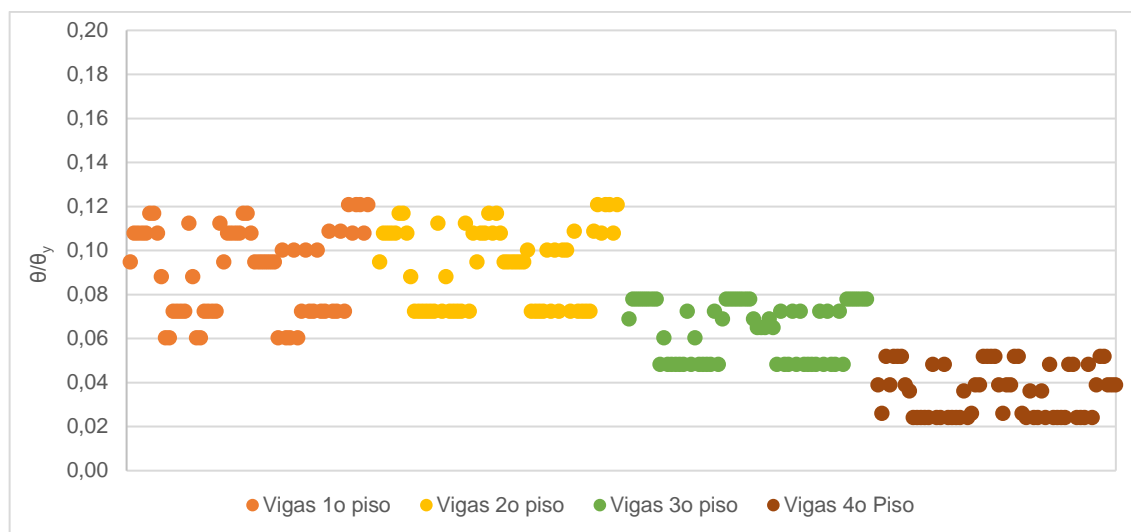


Figura 42 - Relação θ/θ_y para as vigas na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez

Tabela 118 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_y das vigas na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez

	Vigas 1º piso	Vigas 2º piso	Vigas 3º piso	Vigas 4º piso
Média	0,091	0,093	0,064	0,036
Desvio Padrão	0,020	0,018	0,013	0,011
Coef. Variação	21,8%	18,9%	20,4%	31,5%

A verificação de segurança fica satisfeita, pois nem para os pilares nem para vigas a relação θ/θ_y é superior a 1,0.

Fazendo o cálculo da estrutura para a rigidez calculada pelo EC8-3, está representado a razão entre a rotação da corda e a rotação de cedência para os pilares na Figura 43, enquanto que a média, desvio padrão e coeficiente de variação dos conjuntos de pilares se encontram na Tabela 119.

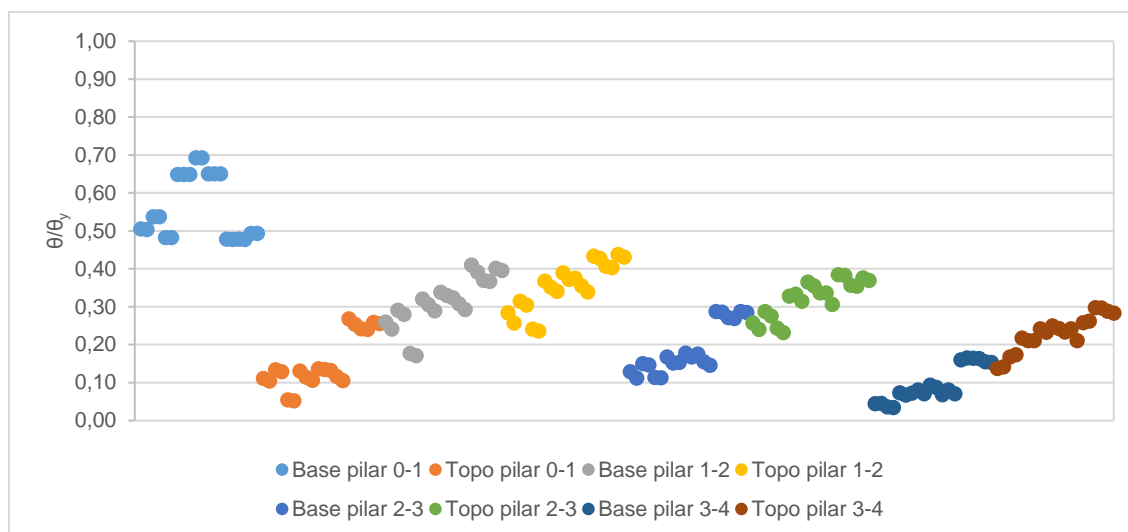


Figura 43 - Relação θ/θ_y para os pilares na estrutura de baixa ductilidade para a rigidez calculada pelo EC8-3

Tabela 119 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_y dos pilares na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

	Base pilar 0-1	Topo pilar 0-1	Base pilar 1-2	Topo pilar 1-2	Base pilar 2-3	Topo pilar 2-3	Base pilar 3-4	Topo pilar 3-4
Média	0,56	0,15	0,31	0,35	0,19	0,32	0,094	0,24
Desvio Padrão	0,083	0,069	0,066	0,062	0,064	0,049	0,046	0,046
Coef. Variação	14,8%	44,7%	21,0%	17,6%	34,3%	15,1%	48,6%	19,3%

A análise da segurança das vigas para o mesmo caso está demonstrada na Figura 44, enquanto que os parâmetros estatísticos dos vários pisos se encontram na Tabela 120.

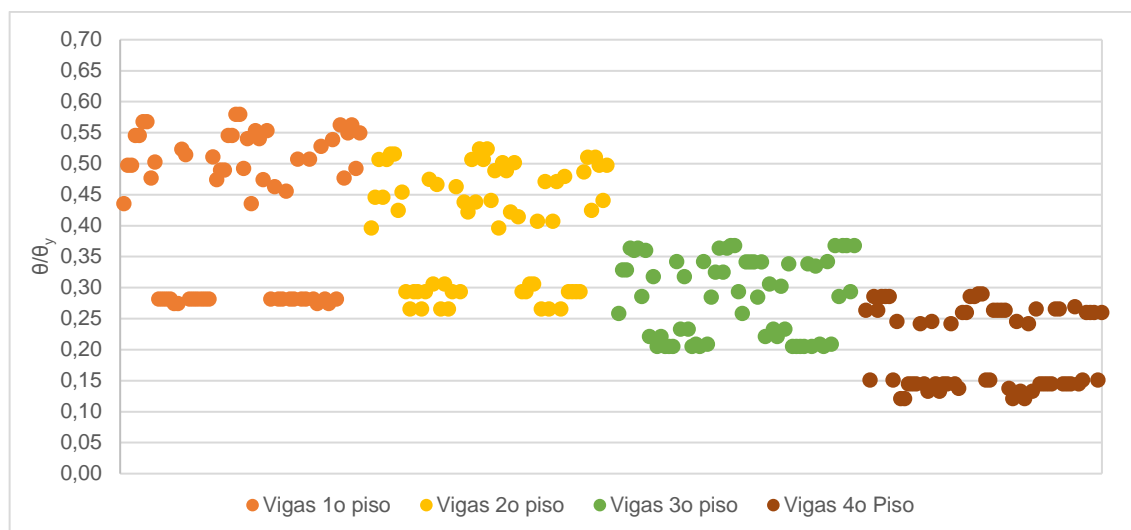


Figura 44 - Relação θ/θ_y para as vigas na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

Tabela 120 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_y das vigas na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

	Vigas 1º piso	Vigas 2º piso	Vigas 3º piso	Vigas 4º piso
Média	0,43	0,40	0,29	0,20
Desvio Padrão	0,12	0,093	0,063	0,063
Coef. Variação	28,1%	23,2%	22,0%	31,5%

Para a estrutura com a rigidez calculada pelo EC8-3, tal com na estrutura com 50% da rigidez, em nenhum caso a relação θ/θ_y é superior a 1,0 sendo que, deste modo, fica verificada a segurança.

5.3.1.2. Estrutura de média ductilidade

Para a estrutura de média ductilidade, os valores de rotação de cedência foram calculados e encontram-se na Tabela 104. Considerando a estrutura com 50% da rigidez encontra-se na Figura 45 a verificação das rotações e na Tabela 121 a média, desvio padrão e coeficiente de variação das secções dos pilares.

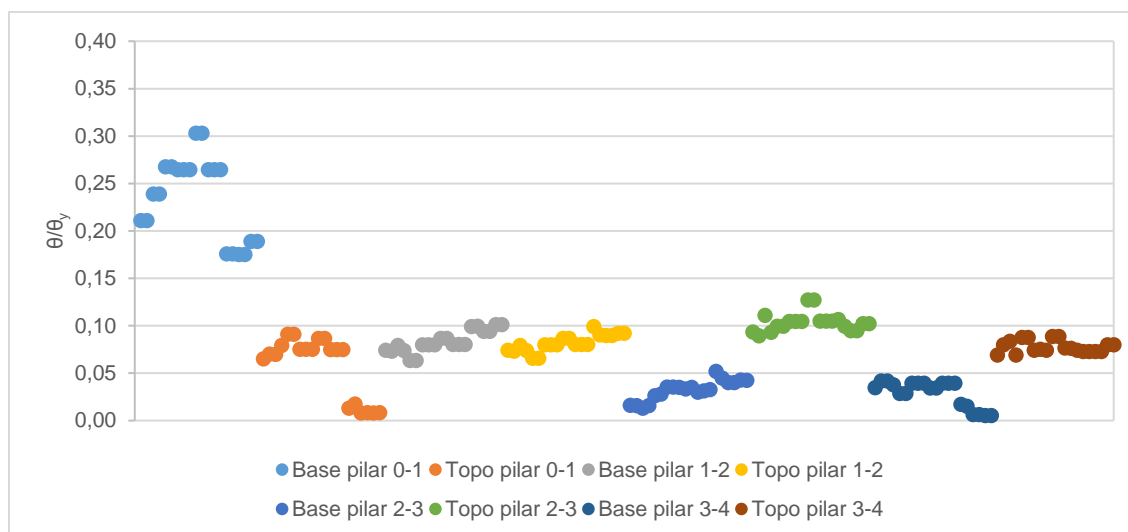


Figura 45 - Relação θ/θ_y para os pilares na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez

Tabela 121 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_y dos pilares na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez

	Base pilar 0-1	Topo pilar 0-1	Base pilar 1-2	Topo pilar 1-2	Base pilar 2-3	Topo pilar 2-3	Base pilar 3-4	Topo pilar 3-4
Média	0,24	0,058	0,083	0,082	0,032	0,10	0,029	0,062
Desvio Padrão	0,043	0,032	0,011	0,009	0,010	0,009	0,013	0,006
Coef. Variação	18,1%	54,9%	13,5%	10,6%	32,4%	9,2%	46,9%	10,0%

Na Figura 46 verifica-se a capacidade de rotação das vigas enquanto a sua média, desvio padrão e coeficiente de variação se encontram na Tabela 122.

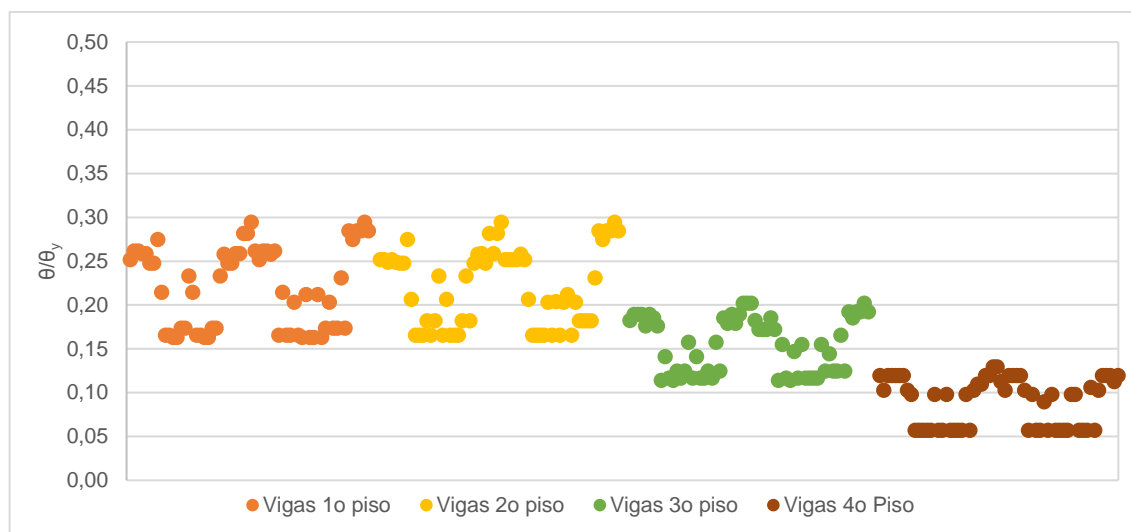


Figura 46 - Relação θ/θ_y para as vigas na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez

Tabela 122 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_y das vigas na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez

	Vigas 1º piso	Vigas 2º piso	Vigas 3º piso	Vigas 4º piso
Média	0,22	0,22	0,16	0,090
Desvio Padrão	0,046	0,044	0,032	0,027
Coef. Variação	21,1%	19,9%	20,5%	30,4%

Quer para os pilares, quer para as vigas a relação θ/θ_y é sempre inferior a 1,0 logo a segurança está verificada.

Para a estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3, a verificação das rotações dos pilares encontra-se na Figura 47.

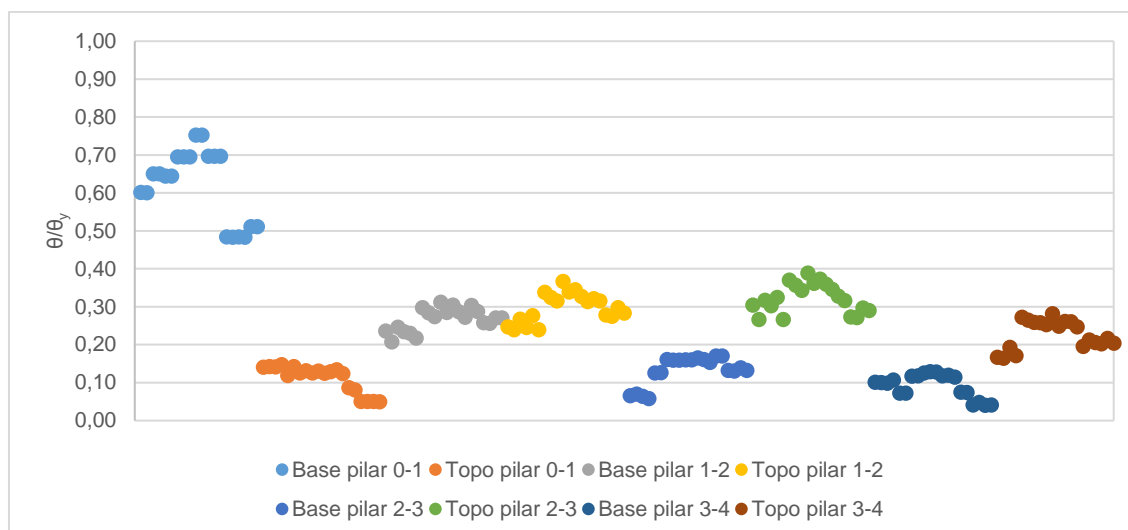


Figura 47 - Relação θ/θ_y para os pilares na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

Na Tabela 123 encontra-se a média, desvio padrão e coeficiente de variação de modo a completar a informação relevante.

Tabela 123 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_y dos pilares na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

	Base pilar 0-1	Topo pilar 0-1	Base pilar 1-2	Topo pilar 1-2	Base pilar 2-3	Topo pilar 2-3	Base pilar 3-4	Topo pilar 3-4
Média	0,62	0,11	0,27	0,30	0,13	0,32	0,092	0,21
Desvio Padrão	0,093	0,034	0,029	0,037	0,037	0,037	0,031	0,037
Coef. Variação	14,9%	31,0%	11,0%	12,6%	28,0%	11,6%	33,2%	17,4%

A relação θ/θ_y das vigas encontra-se apresentada na Figura 48, enquanto que os dados estatísticos, como a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação se encontram na Tabela 124.

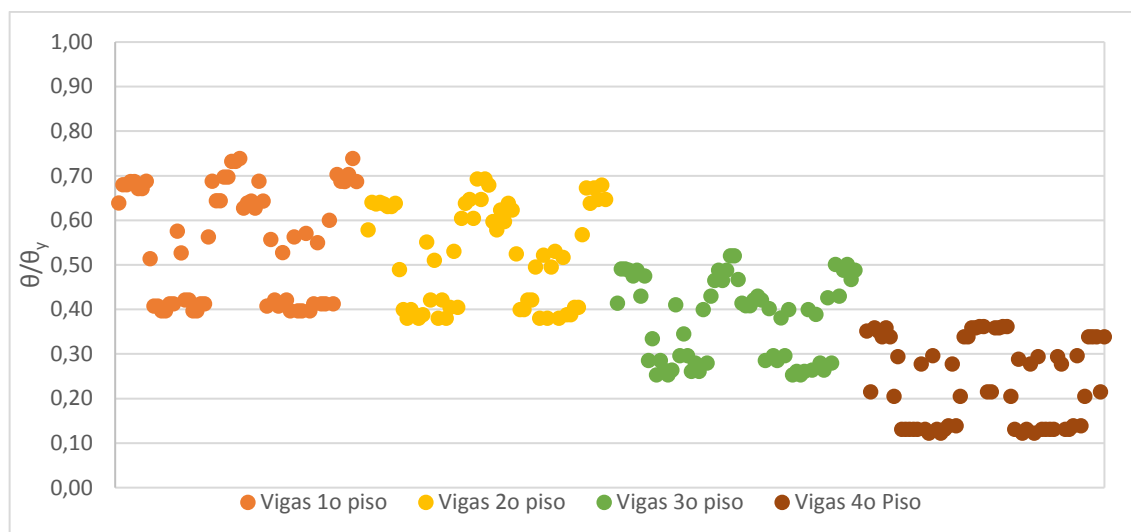


Figura 48 - Relação θ/θ_y para as vigas na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

Tabela 124 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_y das vigas na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

	Vigas 1º piso	Vigas 2º piso	Vigas 3º piso	Vigas 4º piso
Média	0,56	0,53	0,38	0,24
Desvio Padrão	0,134	0,118	0,096	0,098
Coef. Variação	23,8%	22,1%	25,0%	40,9%

Para o caso da estrutura com a rigidez calculada pelo EC8-3 a relação θ/θ_y é sempre inferior a 1,0 estando a segurança verificada.

Nas Tabelas 125 e 126 pode-se fazer a comparação entre a média e o coeficiente de variação para os dois casos de rigidez utilizados na verificação. Também é possível fazer a comparação entre estruturas com a mesma rigidez, mas para classe de ductilidade diferente. Para esta comparação escolheu-se a base do pilar entre o nível 0-1 e as vigas do 1º e 2º piso porque são as zonas mais espectáveis de ocorrência de rótulas plásticas. Apresenta-se também a base e o topo dos pilares entre o nível 1-2 pois na realização deste estudo foi perceptível que a relação entre θ/θ_y dava resultados elevados e de interesse.

Tabela 125 - Comparação dos valores de θ/θ_y para as diferentes rigidezes para a estrutura de baixa ductilidade

	Baixa Ductilidade			
	50% rigidez		Rigidez calculada pelo EC8-3	
	Média	Coef. Variação	Média	Coef. Variação
Base Pilar 0-1	0,088	14,1%	0,56	14,8%
Base Pilar 1-2	0,037	26,1%	0,31	21,0%
Topo Pilar 1-2	0,037	21,8%	0,35	17,6%
Vigas 1º piso	0,091	21,8%	0,43	28,1%
Vigas 2º piso	0,093	18,9%	0,40	23,2%

Tabela 126 - Comparação dos valores de θ/θ_y para as diferentes rigidezes para a estrutura de média ductilidade

	Média Ductilidade			
	50% rigidez		Rigidez calculada pelo EC8-3	
	Média	Coef. Variação	Média	Coef. Variação
Base Pilar 0-1	0,24	18,1%	0,62	14,9%
Base Pilar 1-2	0,083	13,5%	0,27	11,0%
Topo Pilar 1-2	0,082	10,6%	0,30	12,6%
Vigas 1º piso	0,22	21,1%	0,56	23,8%
Vigas 2º piso	0,22	19,9%	0,53	22,1%

5.3.2. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE SIGNIFICANT DAMAGE

5.3.2.1. Estrutura de Baixa Ductilidade

A rotação máxima da corda para o estado limite Significant Damage é $\frac{3}{4}$ da rotação para o estado limite Near Collapse. Deste modo, é necessário calcular a rotação última para todos os elementos. A θ_{um} é calculada a partir da equação 43 para qualquer tipo de elemento seja ele viga ou pilar. Mas, a partir dessa equação podem-se simplificar alguns pormenores no cálculo da rotação última da corda. Relativamente as vigas, como estas não possuem esforço axial, o parâmetro $(0,3)^v$ é 1,0. No caso dos pilares a armadura das faces é igual ($w' = w$) logo o parâmetro $\left[\frac{\max(0,01;w')}{\max(0,01;w)} f_c \right]^{0,225}$ torna-se $f_c^{0,225}$. No caso das vigas, como a armadura das faces é diferente vai ter-se dois valores de rotações últimas em cada viga. A rotação última das vigas será igual em todas as vigas laterais ao longo dos pisos e igual em todas as vigas centrais ao longo dos pisos. A rotação última nos pilares vai variar devido ao esforço axial atuante. Sendo assim, na Tabela 127 apresenta-se o cálculo da rotação última das vigas laterais e centrais e apresenta-se um caso relativo a cada tipo de pilar para o edifício de baixa ductilidade. Os resultados apresentados são os máximos registados das 8 combinações consideradas para a base dos pilares na estrutura com 50% de rigidez.

Tabela 127 - Cálculo da rotação última da corda para a estrutura de baixa ductilidade

		ν	w'/w	α	ρ_{sx}	f_{yw} (MPa)	f_c (MPa)	θ_{um} (rad)
Viga Lateral		0	1,98	0,641	0,0014	575	38	0,05911
Viga Lateral		0	0,50	0,641	0,0014	575	38	0,03232
Viga Central		0	3,93	0,792	0,0015	575	38	0,05648
Viga Central		0	0,26	0,792	0,0015	575	38	0,03799
Pilar de Canto	P _{E-1}	0,15	1	0,898	0,0010	575	38	0,02905
Pilar Central	P _{B-2}	0,12	1	0,918	0,0010	575	38	0,03025
Pilar Lateral	P _{D-4}	0,16	1	0,919	0,0014	575	38	0,03110
Pilar Lateral	P _{D-4}	0,16	1	0,919	0,0014	575	38	0,02754

Para a estrutura com 50% da rigidez, mostra-se na Figura 49 a relação θ/θ_{SD} para os pilares e na Tabela 128 a média, desvio padrão e o coeficiente de variação das secções consideradas.

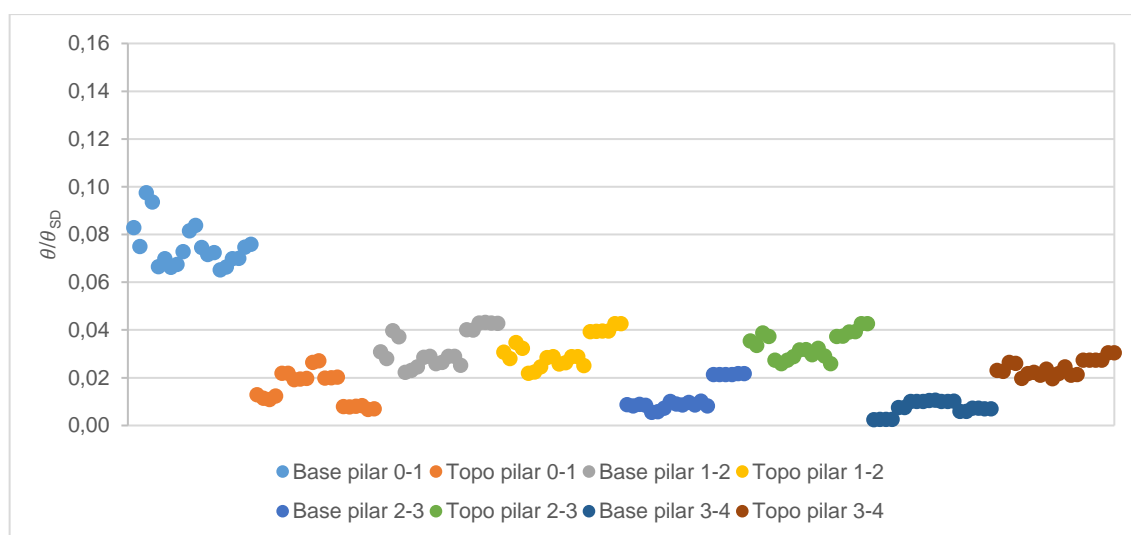
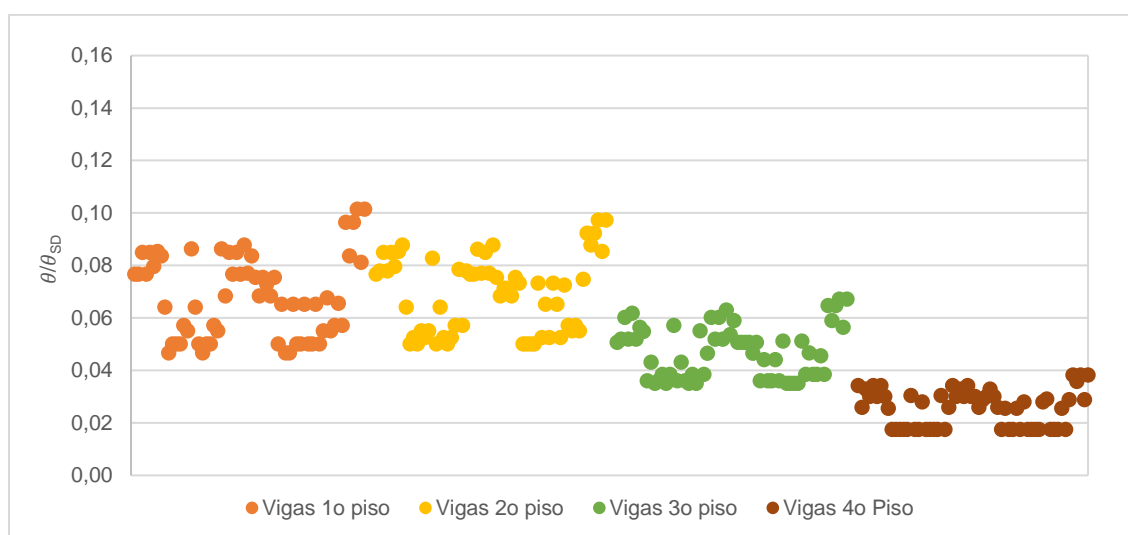
Figura 49 - Relação θ/θ_{SD} para os pilares na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez

Tabela 128 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{SD} dos pilares na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez

	Base pilar 0-1	Topo pilar 0-1	Base pilar 1-2	Topo pilar 1-2	Base pilar 2-3	Topo pilar 2-3	Base pilar 3-4	Topo pilar 3-4
Média	0,075	0,015	0,032	0,031	0,012	0,034	0,007	0,021
Desvio Padrão	0,009	0,007	0,007	0,007	0,006	0,005	0,003	0,003
Coef. Variação	11,6%	42,8%	22,7%	21,2%	50,0%	15,8%	39,1%	15,4%

Quanto as vigas, encontra-se na Tabela 50 a relação θ/θ_{SD} e na Tabela 129 os dados estatísticos referentes a esta relação.

Figura 50 - Relação θ/θ_{SD} para as vigas na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidezTabela 129 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{SD} das vigas na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez

	Vigas 1º piso	Vigas 2º piso	Vigas 3º piso	Vigas 4º piso
Média	0,068	0,069	0,047	0,025
Desvio Padrão	0,016	0,014	0,010	0,007
Coef. Variação	22,8%	20,6%	21,1%	27,2%

Tanto para os pilares como para as vigas a relação θ/θ_{SD} é sempre inferior a 1,0, logo a segurança está verificada.

Fazendo os cálculos para a estrutura com a rigidez calculada pelo EC8-3, encontra-se na Figura 51 a relação θ/θ_{SD} , enquanto a respetiva média, desvio padrão e o coeficiente de variação se encontram na Tabela 130.

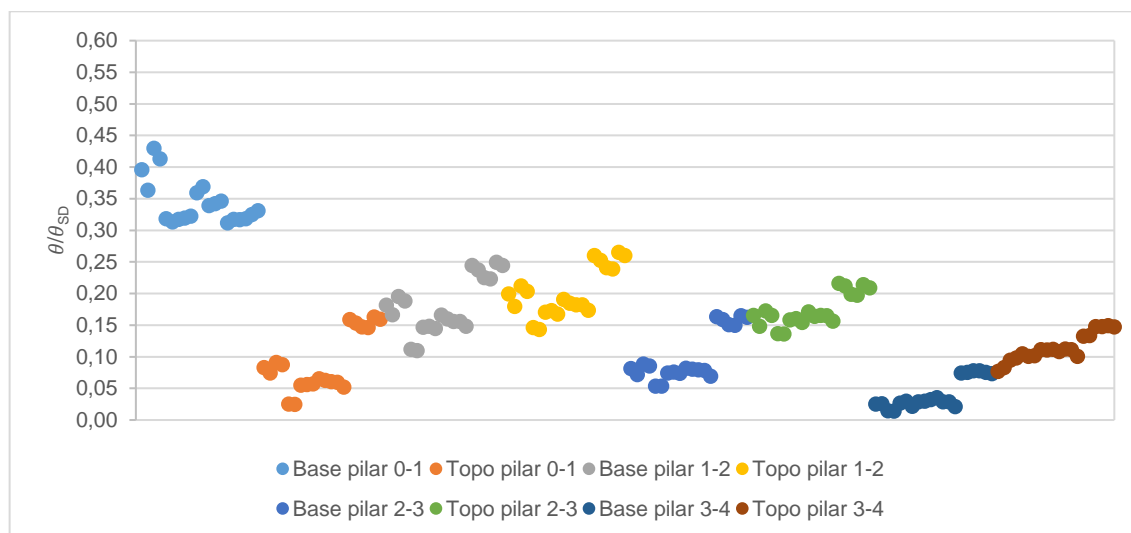


Figura 51 - Relação θ/θ_{SD} para os pilares na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

Tabela 130 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{SD} dos pilares na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

	Base pilar 0-1	Topo pilar 0-1	Base pilar 1-2	Topo pilar 1-2	Base pilar 2-3	Topo pilar 2-3	Base pilar 3-4	Topo pilar 3-4
Média	0,34	0,089	0,18	0,20	0,10	0,17	0,041	0,13
Desvio Padrão	0,034	0,046	0,043	0,038	0,039	0,025	0,023	0,021
Coef. Variação	9,9%	51,4%	23,7%	18,7%	39,3%	14,2%	56,9%	16,3%

Para as vigas, na Figura 52 é apresentada a relação θ/θ_{SD} e na Tabela 131 apresentam-se os dados estatísticos.

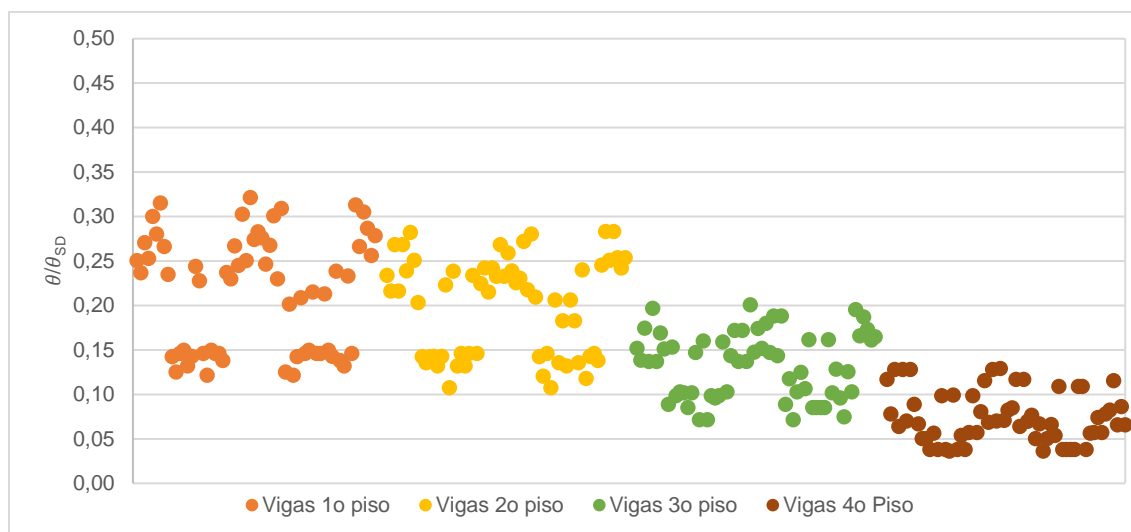


Figura 52 - Relação θ/θ_{SD} para as vigas na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

Tabela 131 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{SD} das vigas na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

	Vigas 1º piso	Vigas 2º piso	Vigas 3º piso	Vigas 4º piso
Média	0,22	0,20	0,13	0,074
Desvio Padrão	0,064	0,054	0,037	0,029
Coef. Variação	30,0%	27,1%	28,0%	36,1%

Também para a estrutura com a rigidez calculada pelo EC8-3, a segurança fica verificada, pois não existe nenhum caso em que $\theta/\theta_{SD} > 1,0$.

5.3.2.2. Estrutura de Média Ductilidade

Também para este caso, irá apresentar-se na Tabela 132 o cálculo dos θ_{um} relativos às vigas e o cálculo para o pilar mais carregado na base para a estrutura com 50% de rigidez para os máximos registados das 8 combinações. Aplicam-se todos os pressupostos utilizado na Tabela 127.

Tabela 132 - Cálculo da rotação última da corda para a estrutura de média ductilidade

		ν	w'/w	α	ρ_{sx}	f_{yw} (MPa)	f_c (MPa)	θ_{um} (rad)
Viga Lateral		0,00	3,19	0,752	0,0040	575	38	0,07253
Viga Lateral		0,00	0,31	0,752	0,0040	575	38	0,03239
Viga Central		0,00	6,00	0,855	0,0067	575	38	0,07844
Viga Central		0,00	0,17	0,855	0,0067	575	38	0,04263
Pilar de Canto	P _{E-4}	0,23	1,00	0,910	0,0032	575	38	0,03089
Pilar Central	P _{D-2}	0,21	1,00	0,787	0,0040	575	38	0,03518
Pilar Lateral	P _{D-4}	0,22	1,00	0,831	0,0042	575	38	0,04888
Pilar Lateral	P _{D-4}	0,22	1,00	0,831	0,0042	575	38	0,02788

Para a estrutura com 50% da rigidez, sabendo que o θ_{SD} corresponde a $\frac{3}{4}$ do θ_{um} de cada elemento, na Figura 53 encontra-se a relação θ/θ_{SD} e os parâmetros estatísticos são apresentados na Tabela 133.

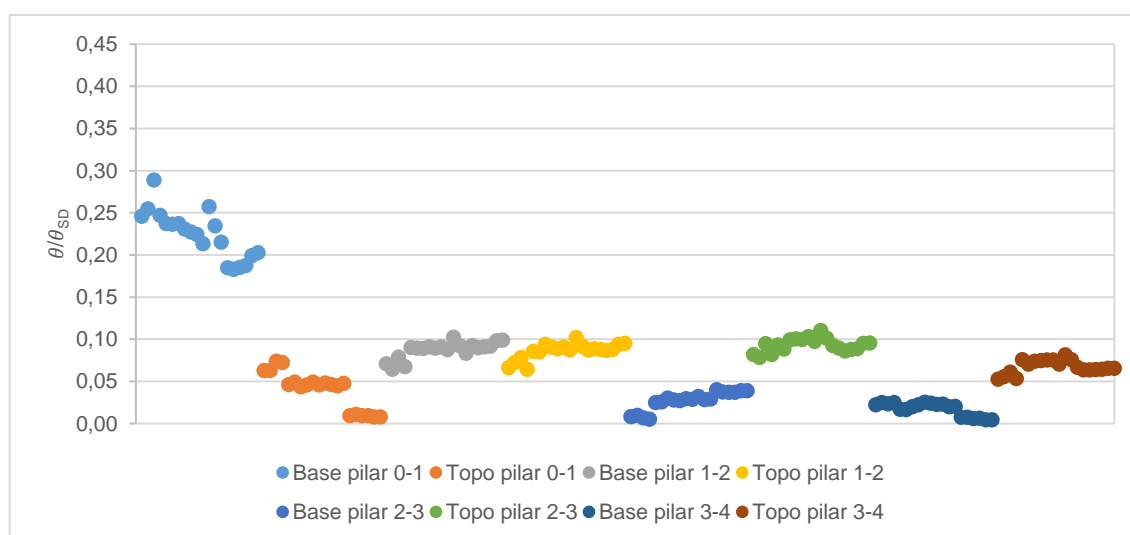
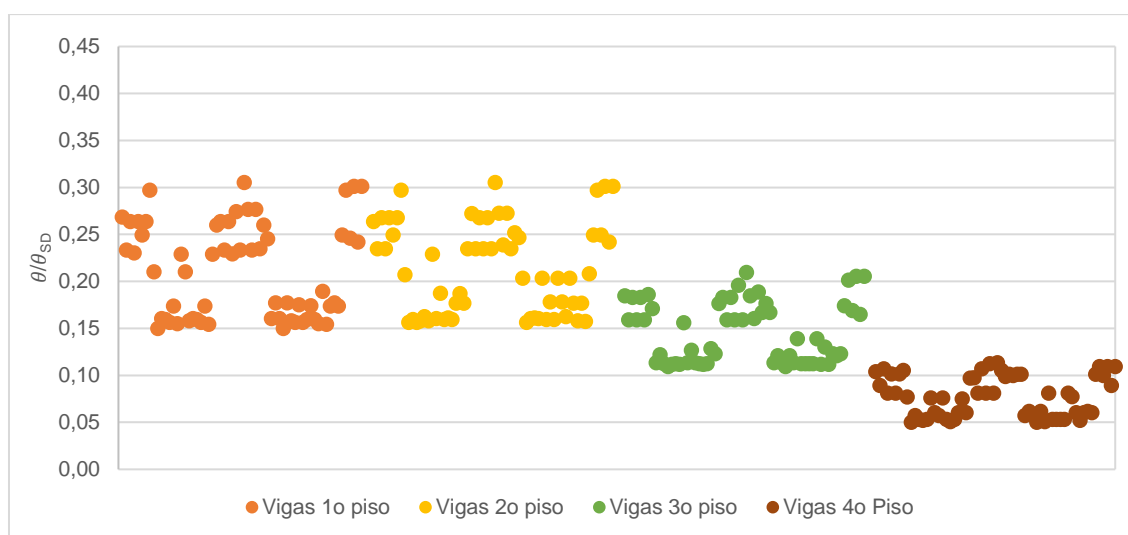
Figura 53 - Relação θ/θ_{SD} para os pilares na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez

Tabela 133 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{SD} dos pilares na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez

	Base pilar 0-1	Topo pilar 0-1	Base pilar 1-2	Topo pilar 1-2	Base pilar 2-3	Topo pilar 2-3	Base pilar 3-4	Topo pilar 3-4
Média	0,23	0,040	0,088	0,086	0,027	0,093	0,017	0,056
Desvio Padrão	0,028	0,022	0,010	0,009	0,011	0,008	0,008	0,008
Coef. Variação	12,3%	54,9%	11,1%	10,6%	40,0%	8,4%	44,7%	13,9%

Na Figura 54 encontra-se a relação para as vigas divididas pelos respetivos pisos, enquanto a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação por pisos se encontram na Tabela 134.

Figura 54 - Relação θ/θ_{SD} para as vigas na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidezTabela 134 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{SD} das vigas na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez

	Vigas 1º piso	Vigas 2º piso	Vigas 3º piso	Vigas 4º piso
Média	0,21	0,21	0,15	0,078
Desvio Padrão	0,050	0,048	0,032	0,022
Coef. Variação	23,7%	22,5%	22,1%	27,7%

Para a estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez, a segurança é verificada pois a relação θ/θ_{SD} é sempre inferior a 1,0.

Para a estrutura com a rigidez calculada pelo EC8-3, apresenta-se na Figura 55 a relação entre a rotação dos pilares e 75% da rotação última da corda e na Tabela 135 mostram-se os dados estatísticos das secções estudadas.

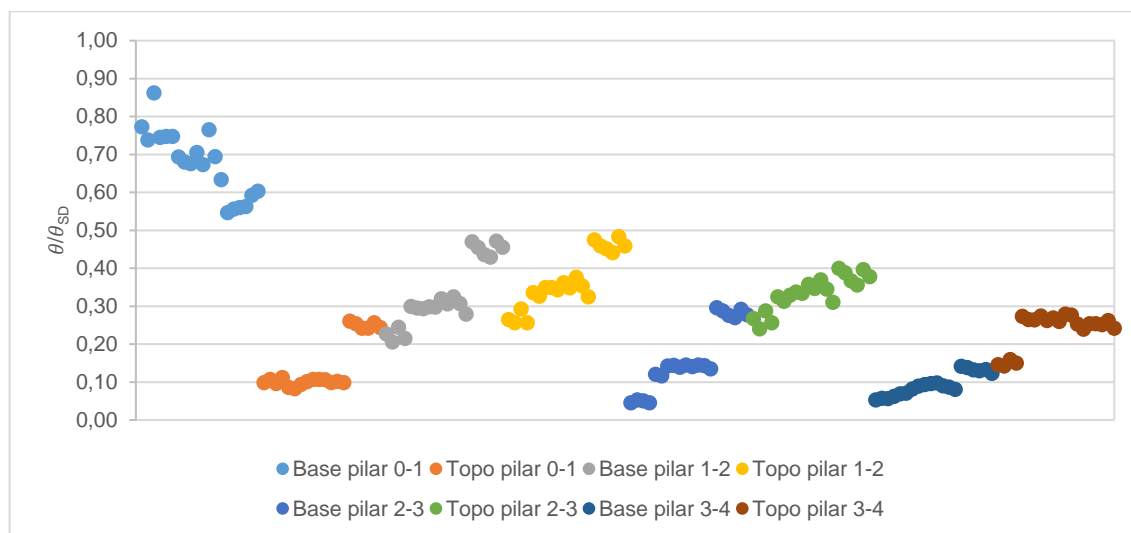


Figura 55 - Relação θ/θ_{SD} para os pilares na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

Tabela 135 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{SD} dos pilares na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

	Base pilar 0-1	Topo pilar 0-1	Base pilar 1-2	Topo pilar 1-2	Base pilar 2-3	Topo pilar 2-3	Base pilar 3-4	Topo pilar 3-4
Média	0,68	0,15	0,33	0,37	0,163	0,35	0,094	0,24
Desvio Padrão	0,085	0,069	0,086	0,071	0,086	0,044	0,029	0,046
Coef. Variação	12,5%	47,7%	25,9%	19,5%	52,6%	13,2%	30,3%	19,1%

Para as vigas, é apresentada na Figura 56 a relação entre θ/θ_{SD} e na Tabela 136 a respetiva média, desvio padrão e coeficiente de variação.

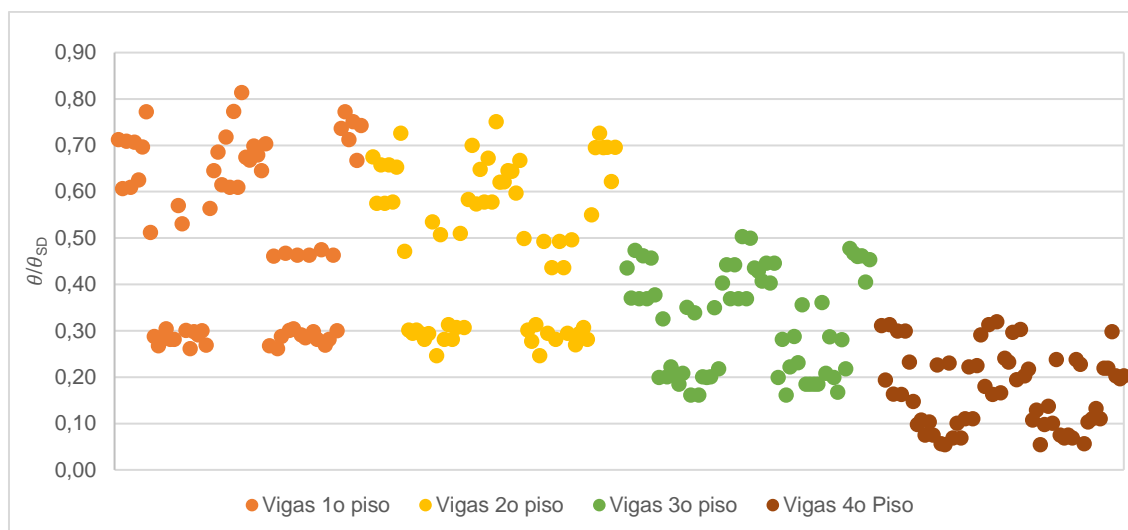


Figura 56 - Relação θ/θ_{SD} para as vigas na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

Tabela 136 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{SD} das vigas na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

	Vigas 1º piso	Vigas 2º piso	Vigas 3º piso	Vigas 4º piso
Média	0,50	0,49	0,32	0,17
Desvio Padrão	0,190	0,166	0,111	0,082
Coef. Variação	37,8%	34,0%	34,6%	47,8%

Tanto para a estrutura com baixa ductilidade como para a estrutura média ductilidade a segurança é verificada quando a estrutura tem 50% da rigidez e rigidez calculada pelo EC8-3.

Tal como no estado limite Damage Limitation, apresenta-se nas Tabelas 137 e 138 a comparação entre os dois casos de rigidez estudados e a comparação entre as duas classes de ductilidade analisadas. As secções escolhidas para esta comparação são as mesmas que para o estado limite Damage Limitation pelas mesmas razões apresentadas anteriormente.

Tabela 137 - Comparação dos valores de θ/θ_{sd} para as diferentes rigidezes para a estrutura de baixa ductilidade

	Baixa Ductilidade			
	50% rigidez		Rigidez calculada pelo EC8-3	
	Média	Coef. Variação	Média	Coef. Variação
Base Pilar 0-1	0,075	11,6%	0,34	9,9%
Base Pilar 1-2	0,032	22,7%	0,18	23,7%
Topo Pilar 1-2	0,031	21,2%	0,20	18,7%
Vigas 1º piso	0,068	22,8%	0,22	30,0%
Vigas 2º piso	0,069	20,6%	0,20	27,1%

Tabela 138 - Comparação dos valores de θ/θ_{sd} para as diferentes rigidezes para a estrutura de média ductilidade

	Média Ductilidade			
	50% rigidez		Rigidez calculada pelo EC8-3	
	Média	Coef. Variação	Média	Coef. Variação
Base Pilar 0-1	0,23	12,3%	0,68	12,5%
Base Pilar 1-2	0,088	11,1%	0,33	25,9%
Topo Pilar 1-2	0,086	10,6%	0,37	19,5%
Vigas 1º piso	0,21	23,7%	0,50	37,8%
Vigas 2º piso	0,21	22,5%	0,49	34,0%

5.3.3. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE NEAR COLLAPSE

5.3.3.1. Estrutura de baixa ductilidade

Para o estado limite Near Collapse deve-se comparar a rotação da secção com a rotação última da corda. A rotação dos pilares e um exemplo de cada pilar para esta ductilidade encontra-se calculado na Tabela 127.

Para a estrutura com 50% da rigidez, encontra-se na Figura 57 a relação de θ/θ_{um} para as diferentes secções dos pilares enquanto na Tabela 139 encontra-se a média, desvio padrão e o coeficiente de variação das secções calculadas.

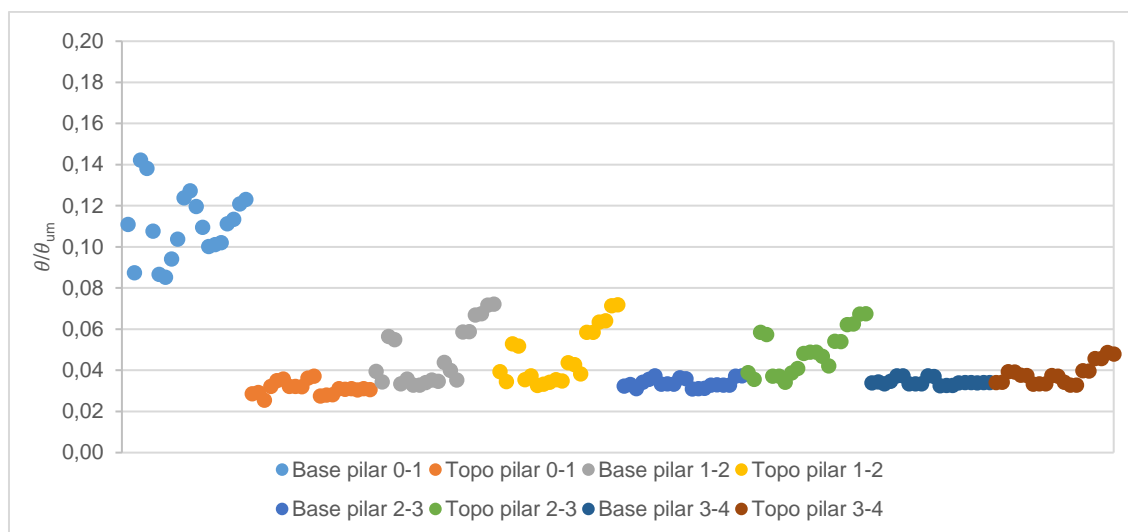


Figura 57 - Relação θ/θ_{um} para os pilares na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez

Tabela 139 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{um} dos pilares na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez

	Base pilar 0-1	Topo pilar 0-1	Base pilar 1-2	Topo pilar 1-2	Base pilar 2-3	Topo pilar 2-3	Base pilar 3-4	Topo pilar 3-4
Média	0,11	0,031	0,047	0,047	0,034	0,049	0,034	0,041
Desvio Padrão	0,016	0,003	0,014	0,013	0,002	0,011	0,002	0,005
Coef. Variação	14,2%	9,5%	30,4%	28,3%	6,1%	21,6%	4,5%	12,2%

Para as vigas, encontra-se na Figura 58 a relação θ/θ_{um} e na Tabela 140 a média, desvio padrão e o coeficiente de variação dos diferentes pisos.

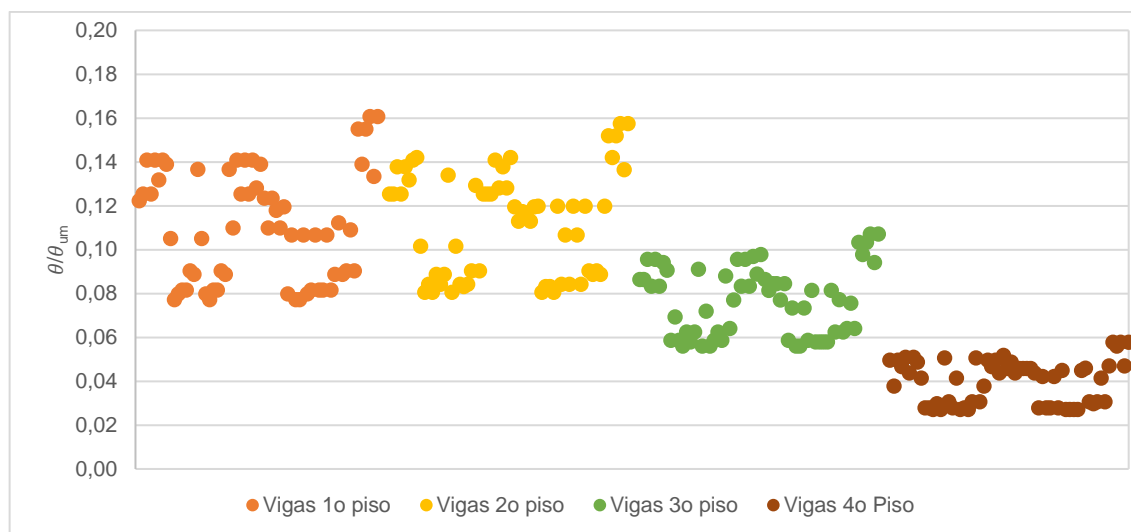


Figura 58 - Relação θ/θ_{um} para as vigas na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez

Tabela 140 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{um} das vigas na estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez

	Vigas 1º piso	Vigas 2º piso	Vigas 3º piso	Vigas 4º piso
Média	0,11	0,11	0,077	0,040
Desvio Padrão	0,025	0,024	0,016	0,011
Coef. Variação	22,9%	21,1%	20,6%	27,0%

Para a estrutura com 50% da rigidez a relação θ/θ_{um} é verificada pois não existe nenhuma relação superior a 1,0.

Fazendo agora esta verificação para a estrutura com a rigidez calculada pelo EC8-3 apresenta-se na Figura 59 a relação θ/θ_{um} e os parâmetros estatísticos na Tabela 141.

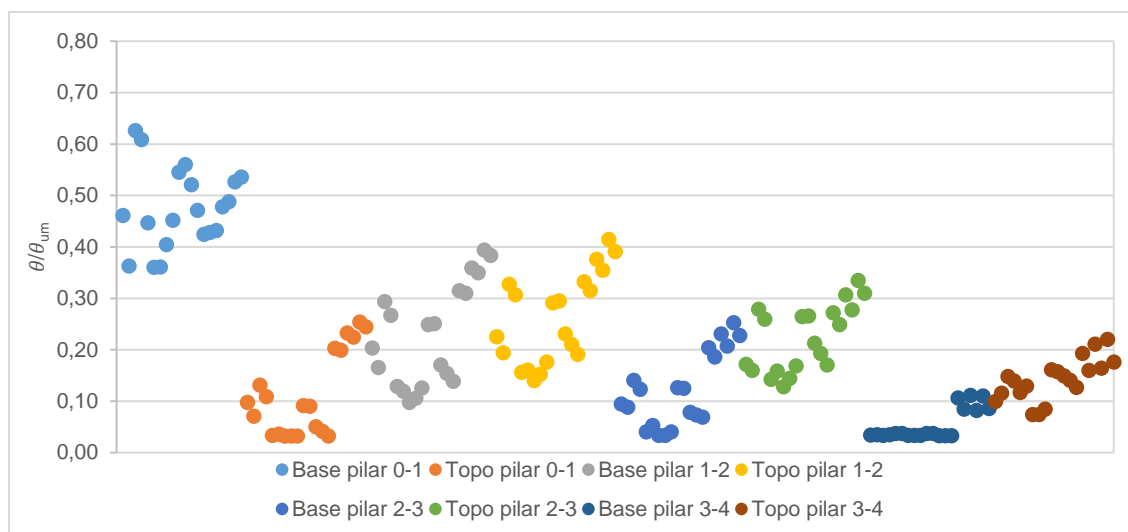


Figura 59 - Relação θ/θ_{um} para os pilares na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

Tabela 141 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{um} dos pilares na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

	Base pilar 0-1	Topo pilar 0-1	Base pilar 1-2	Topo pilar 1-2	Base pilar 2-3	Topo pilar 2-3	Base pilar 3-4	Topo pilar 3-4
Média	0,48	0,11	0,23	0,26	0,12	0,22	0,053	0,17
Desvio Padrão	0,075	0,081	0,098	0,086	0,071	0,063	0,029	0,040
Coef. Variação	15,9%	72,2%	42,6%	32,8%	58,7%	28,4%	55,2%	24,1%

Para as vigas está representada na Figura 60 a distribuição da relação θ/θ_{um} e na Tabela 142 os parâmetros estatísticos.

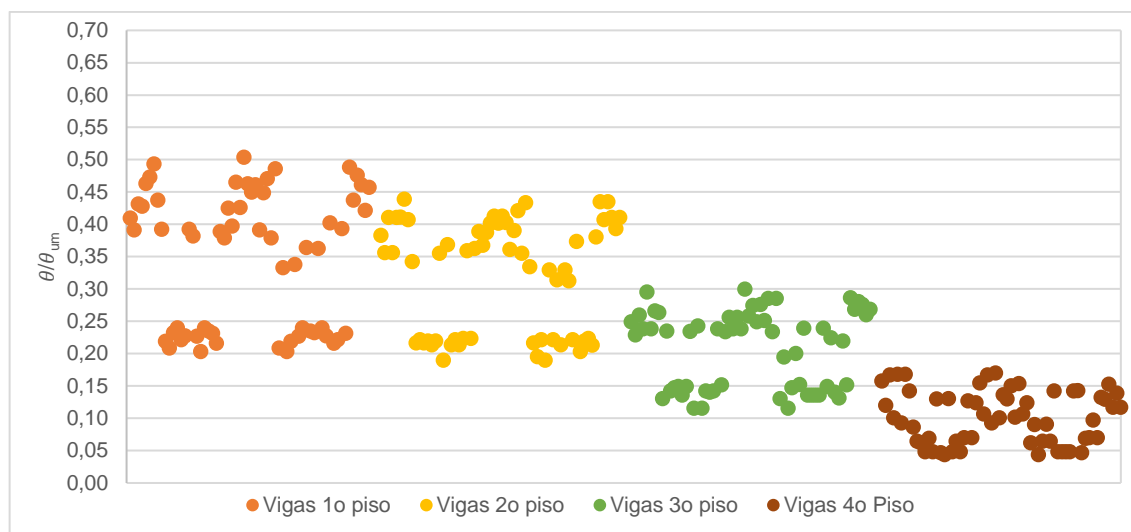


Figura 60 - Relação θ/θ_{um} para as vigas na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

Tabela 142 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{um} das vigas na estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

	Vigas 1º piso	Vigas 2º piso	Vigas 3º piso	Vigas 4º piso
Média	0,35	0,32	0,21	0,10
Desvio Padrão	0,104	0,086	0,059	0,041
Coef. Variação	29,8%	26,9%	28,3%	40,2%

Para a estrutura de baixa ductilidade não existem valores próximos da unidade, verificando deste modo a segurança.

5.3.3.2. Estrutura de média ductilidade

Os valores de θ_{um} para a estrutura de média ductilidade já se encontram representados na Tabela 132.

Para a estrutura com 50% de rigidez, apresenta-se na Figura 61 a distribuição das relações θ/θ_{um} e encontra-se os parâmetros estatísticos na Tabela 143 relativos aos pilares.

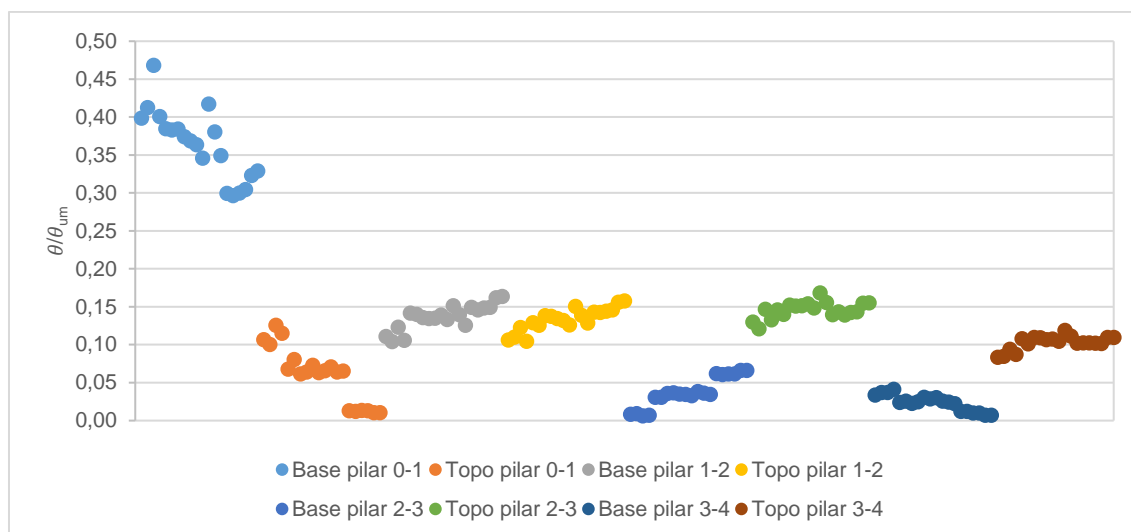


Figura 61 - Relação θ/θ_{um} para os pilares na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez

Tabela 143 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{um} dos pilares na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez

	Base pilar 0-1	Topo pilar 0-1	Base pilar 1-2	Topo pilar 1-2	Base pilar 2-3	Topo pilar 2-3	Base pilar 3-4	Topo pilar 3-4
Média	0,36	0,060	0,14	0,13	0,038	0,15	0,023	0,086
Desvio Padrão	0,045	0,036	0,016	0,015	0,020	0,010	0,010	0,009
Coef. Variação	12,3%	60,1%	11,7%	11,0%	51,9%	7,1%	43,9%	10,4%

Na Figura 62 encontra-se a relação θ/θ_{um} para as vigas e na Tabela 144 a média, desvio padrão e coeficiente de variação.

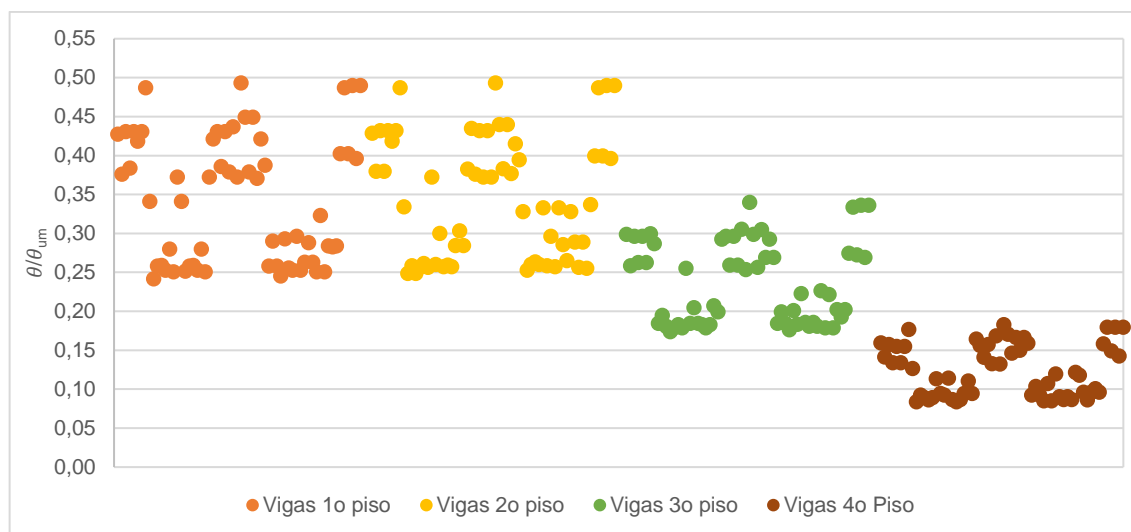


Figura 62 - Relação θ/θ_{um} para as vigas na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez

Tabela 144 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{um} das vigas na estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez

	Vigas 1º piso	Vigas 2º piso	Vigas 3º piso	Vigas 4º piso
Média	0,34	0,35	0,24	0,12
Desvio Padrão	0,082	0,078	0,052	0,033
Coef. Variação	23,8%	22,6%	22,2%	26,5%

Para o estado limite Near Collapse e com 50% da rigidez, a relação θ/θ_{um} é verificada, pois não existem nas vigas nem nos pilares valores superiores a 1,0.

Agora considerando a estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3, encontra-se na Figura 63, a relação θ/θ_{um} para os pilares e na Tabela 145 os seus parâmetros estatísticos.

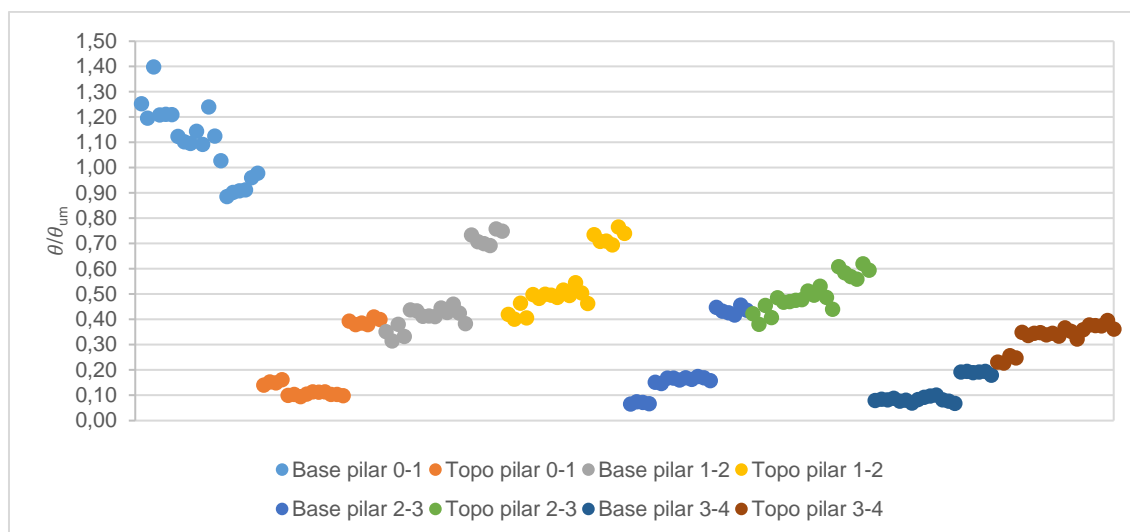


Figura 63 - Relação θ/θ_{um} para os pilares na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

Tabela 145 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{um} dos pilares na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

	Base pilar 0-1	Topo pilar 0-1	Base pilar 1-2	Topo pilar 1-2	Base pilar 2-3	Topo pilar 2-3	Base pilar 3-4	Topo pilar 3-4
Média	1,10	0,20	0,50	0,55	0,23	0,50	0,12	0,35
Desvio Padrão	0,137	0,127	0,152	0,119	0,142	0,067	0,050	0,049
Coef. Variação	12,5%	63,5%	30,5%	21,7%	63,0%	13,3%	43,5%	14,0%

Em relação às vigas, encontra-se na Figura 64 a relação θ/θ_{um} e na Tabela 146 encontra-se os parâmetros estatísticos.

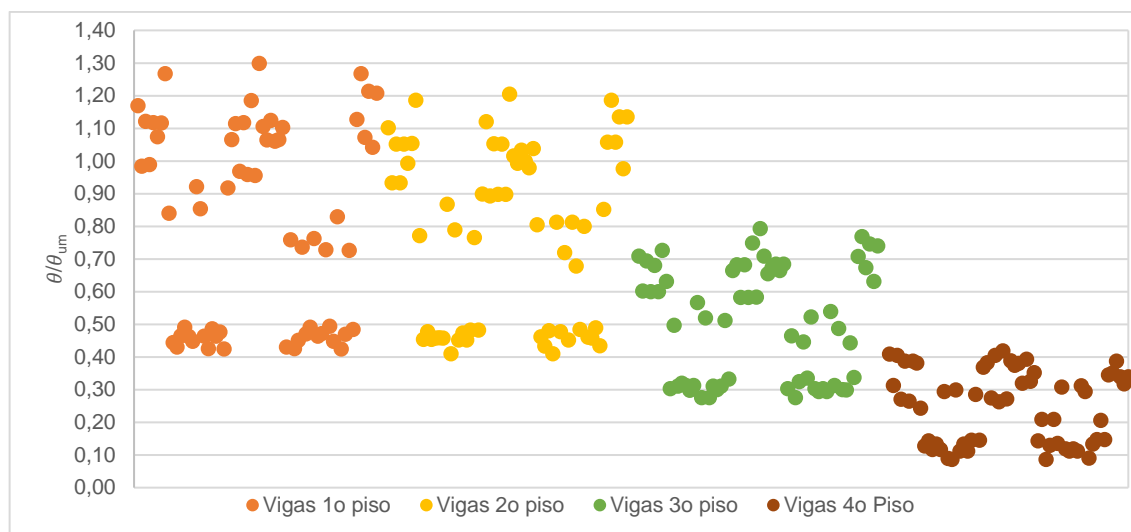


Figura 64 - Relação θ/θ_{um} para as vigas na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

Tabela 146 - Parâmetros estatísticos da relação θ/θ_{um} das vigas na estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

	Vigas 1º piso	Vigas 2º piso	Vigas 3º piso	Vigas 4º piso
Média	0,81	0,78	0,50	0,25
Desvio Padrão	0,303	0,267	0,174	0,111
Coef. Variação	37,6%	34,4%	34,5%	44,7%

Para o caso de a estrutura ter a rigidez calculada pelo EC8-3 na base dos pilares a média dos valores da relação θ/θ_{um} já é superior a 1,0 que implica a não verificação de segurança. No caso das vigas do 1º e 2º piso, apesar da média da relação θ/θ_{um} ser inferior a 1,0, existem valores superiores a este.

Tal como nos restantes estados limites, também neste se apresenta a comparação entre os dois casos de rigidez estudados na estrutura para cada ductilidade estudada e a comparação entre as duas classes de ductilidade para a mesma rigidez da estrutura. Esta comparação encontra-se nas Tabelas 147 e 148.

Tabela 147 - Comparação dos valores de θ/θ_{um} para as diferentes rigidezes para a estrutura de baixa ductilidade

	Baixa Ductilidade			
	50% rigidez		Rigidez calculada pelo EC8-3	
	Média	Coef. Variação	Média	Coef. Variação
Base Pilar 0-1	0,11	14,2%	0,48	15,5%
Base Pilar 1-2	0,047	30,4%	0,23	42,6%
Topo Pilar 1-2	0,047	28,3%	0,26	32,8%
Vigas 1º piso	0,11	22,9%	0,35	29,8%
Vigas 2º piso	0,11	21,1%	0,32	26,9%

Tabela 148 - Comparação dos valores de θ/θ_{um} para as diferentes rigidezes para a estrutura de média ductilidade

	Média Ductilidade			
	50% rigidez		Rigidez calculada pelo EC8-3	
	Média	Coef. Variação	Média	Coef. Variação
Base Pilar 0-1	0,36	12,3%	1,10	12,5%
Base Pilar 1-2	0,14	11,7%	0,50	30,5%
Topo Pilar 1-2	0,13	11,0%	0,55	21,7%
Vigas 1º piso	0,34	23,8%	0,81	37,6%
Vigas 2º piso	0,35	22,6%	0,78	34,4%

Na Tabela 149 apresenta-se, resumidamente, a verificação de segurança para os diferentes estados limites, classes de ductilidade e rigidez estudada.

Tabela 149 - Resumo das verificações de segurança da estrutura

	Baixa Ductilidade		Média ductilidade	
	50% rigidez	Rigidez calculada pelo EC8-3	50% rigidez	Rigidez calculada pelo EC8-3
Damage Limitation	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica
Significant Damage	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica
Near Collapse	Verifica	Verifica	Verifica	Não verifica

5.4. VERIFICAÇÃO DOS MECANISMOS FRÁGEIS

5.4.1. ESTRUTURA DE BAIXA DUCTILIDADE

A verificação dos mecanismos frágeis realiza-se para o estado limite Near Collapse. Nesta verificação é necessário comparar os valores do V_{Ed} com o menor dos valores do $V_{Rd,maxEC2}$, $V_{R,EC8}$ e, caso o elemento seja um pilar com $\frac{L_v}{h} \leq 2$, $V_{Rd,maxEC8}$.

Visto não existirem grandes diferenças entre as várias combinações do esforço transversal, nesta dissertação vai realizar-se a verificação de segurança para uma das 8 combinações de ação sísmica estudadas. Vai apresentar-se na Tabela 150 o cálculo dos vários valores de resistência para um exemplo de cada um dos elementos estruturais. Estes valores resistentes são os elementos descritos na tabela para a combinação de 100% das forças sísmicas em Y com sinal negativo e 30 % das forças sísmicas em X com sinal positivo. Na Figura 65 apresenta-se a relação do esforço transversal atuante nos pilares com os esforços transversos resistentes na direção X. Na Figura 66 apresenta-se a mesma análise, mas desta vez na direção Y. Na Figura 67 está a análise das vigas. Os valores do esforço transversal atuante apresentados são para a estrutura com 50% da rigidez.

Tabela 150 - Cálculo do esforço transversal resistente para a estrutura de baixa ductilidade

		$\mu_{\Delta}^{pl,x}$	$\mu_{\Delta}^{pl,y}$	ρ_{tot}	V_w (MN)	$V_{Rd,EC8,X}$ (kN)	$V_{Rd,EC8,Y}$ (kN)	$V_{Rd,max EC8,X}$ (kN)	$V_{Rd,EC2}$ (kN)
Pilar de Canto	P _{A-1}	2,69	2,69	1,56%	0,125	576,41	576,41	-	1048,72
Pilar Central	P _{B-2}	2,41	2,41	1,40%	0,157	427,00	427,00	-	1048,72
Pilar Lateral	P _{D-1}	2,15	3,06	1,61%	0,062	479,60	821,83	595,87	1456,55
Viga Central	V _{4-DE}	3,20	6,68	1,91%	0,252	382,05	34,078	-	327,72
Viga Lateral	V _{3-DE}	3,59	5,82	1,56%	0,189	292,80	267,62	-	203,92

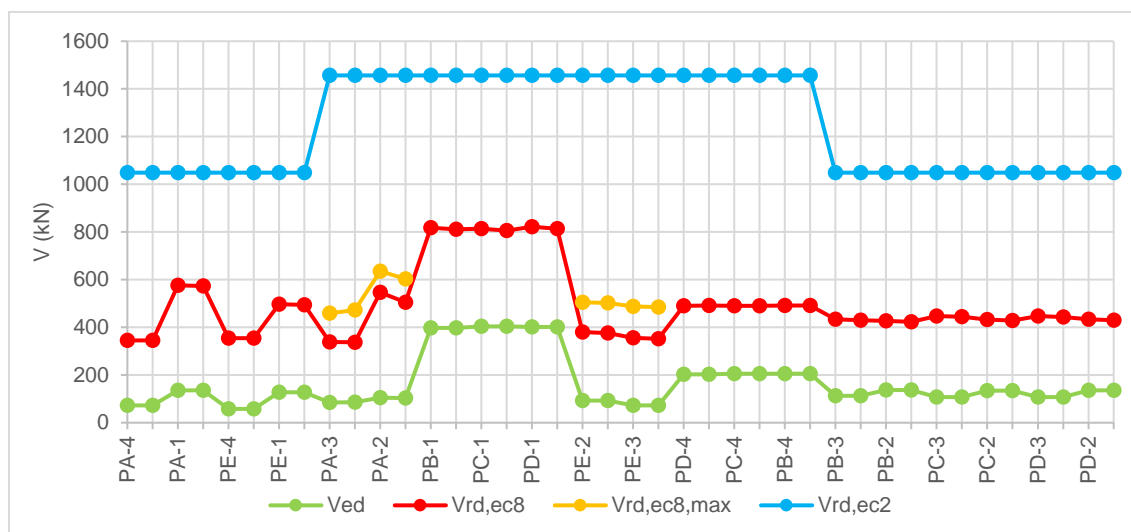


Figura 65 - Verificação do esforço transverso para os pilares na direção X para a estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez

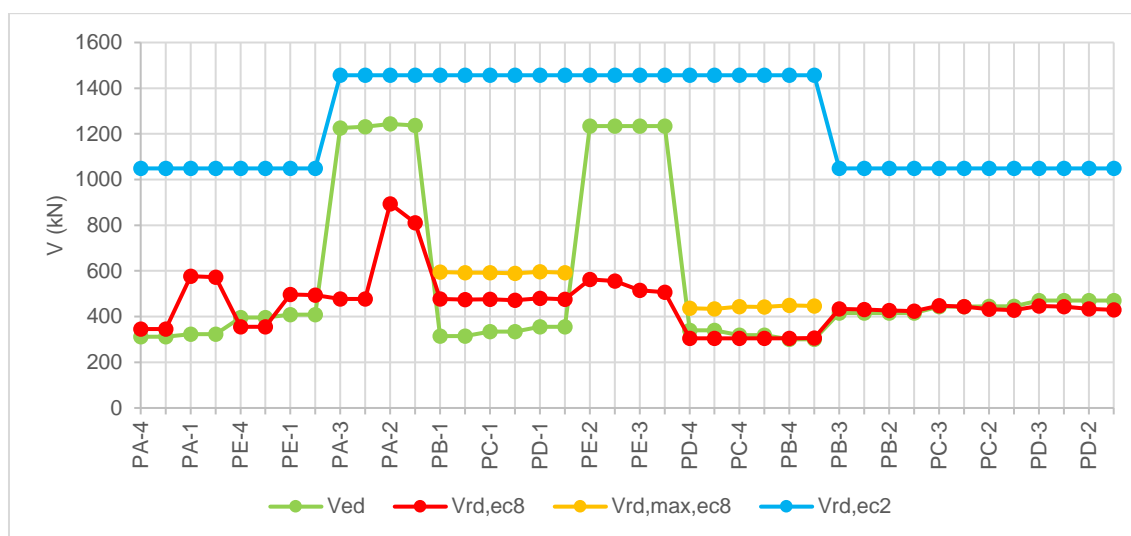


Figura 66 - Verificação do esforço transverso para os pilares na direção Y para a estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez

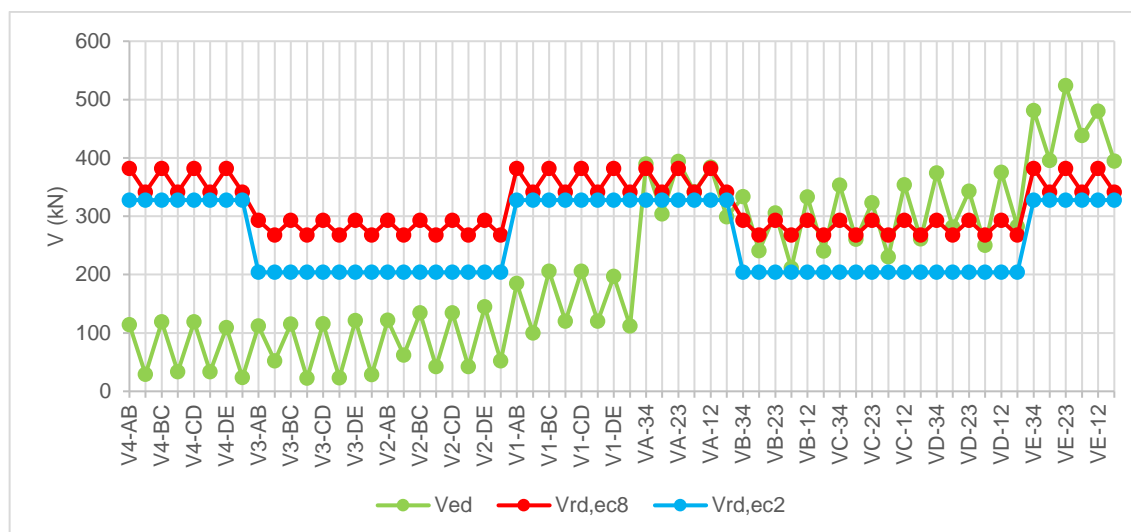


Figura 67 - Verificação do esforço transverso nas vigas para a estrutura de baixa ductilidade com 50% da rigidez

Na Figura 68, 69 e 70 encontram-se a comparação do esforço transverso atuante com o esforço transverso resistente. Para a estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3. A combinação utilizada nesta análise, é novamente a combinação de 100% das forças sísmicas em Y com sentido negativo com 30% das forças sísmicas em X com sentido positivo.

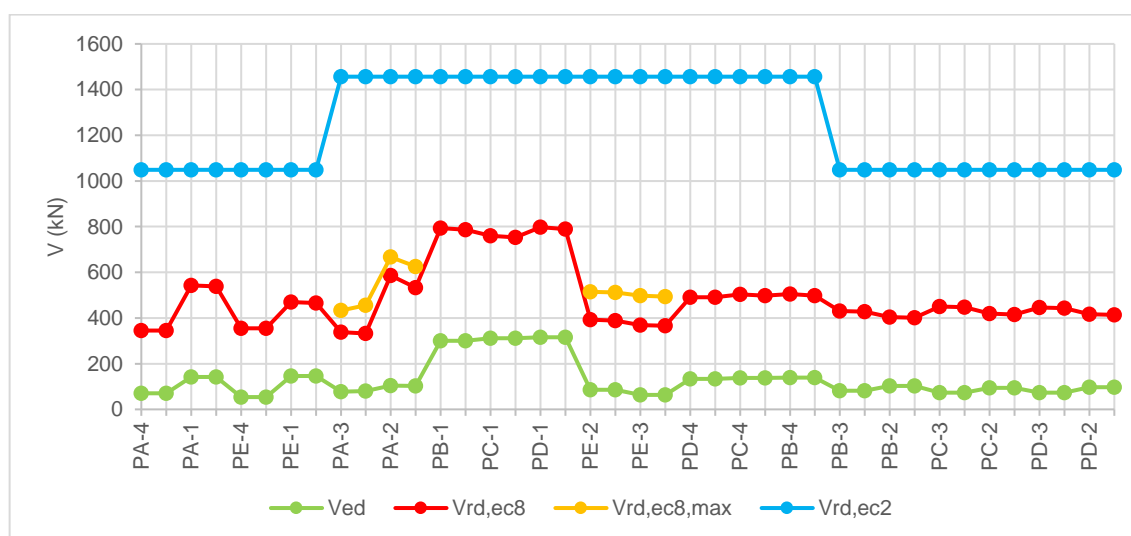


Figura 68 - Verificação do esforço transverso para os pilares na direção X para a estrutura de baixa ductilidade com a rigidez calculada pelo EC8-3

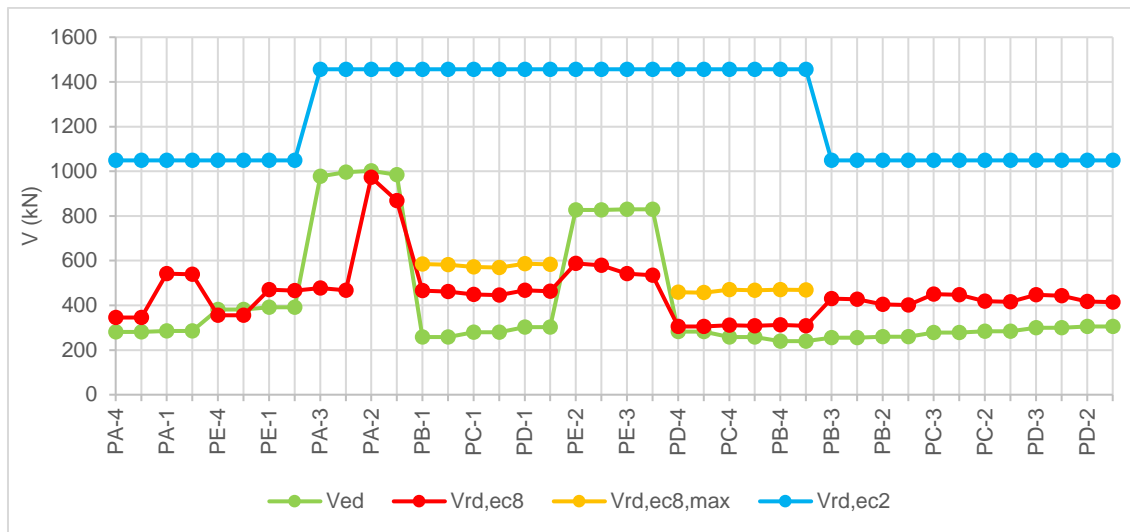


Figura 69 - Verificação do esforço transverso para os pilares na direção Y para a estrutura de baixa ductilidade com a rigidez calculada pelo EC8-3

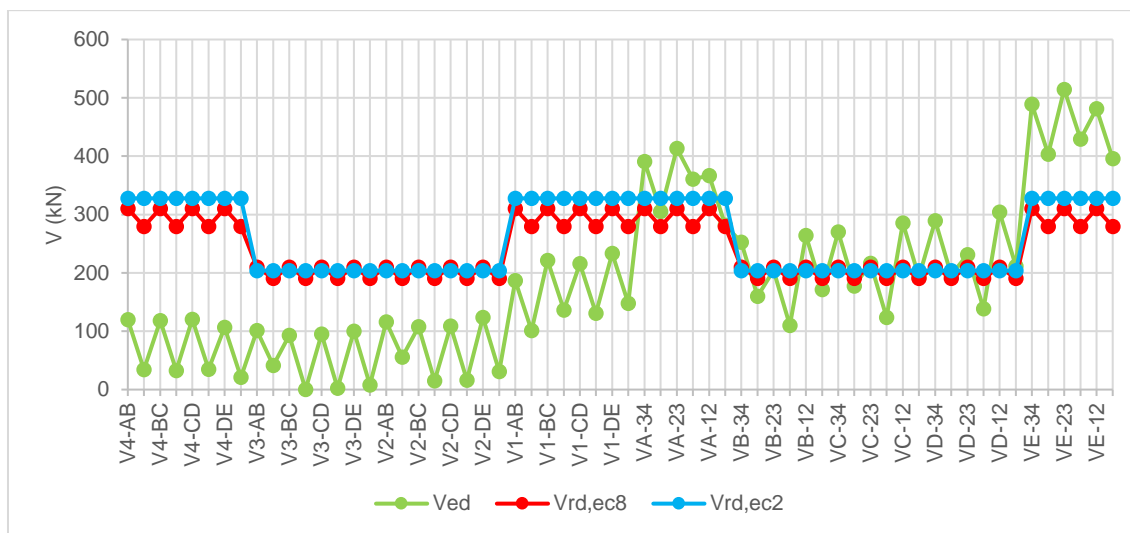


Figura 70 - Verificação do esforço transverso nas vigas para a estrutura de baixa ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

Verifica-se que para ambos os casos de rigidezes estudados, na direção X os pilares cumprem os limites do esforço transverso enquanto na direção Y existem pilares que não cumprem os limites do esforço transverso. Quanto às vigas, na direção X, os limites são cumpridos enquanto na direção Y tal não é verificado. Estes resultados têm a ver com a direção das forças sísmicas aplicadas visto a combinação que está demonstrada nas figuras combina 100% das forças na direção Y com 30% das forças na direção X.

5.4.2. ESTRUTURA DE MÉDIA DUCTILIDADE

Na Tabela 151 apresenta-se os vários valores de resistência dos elementos estruturais.

Tabela 151 - Cálculo do esforço transversal resistente para a estrutura de média ductilidade

		$\mu_{\Delta}^{Pl,X}$	$\mu_{\Delta}^{Pl,Y}$	ρ_{tot}	V_w (MN)	$V_{Rd,EC8,X}$ (kN)	$V_{Rd,EC8,Y}$ (kN)	$V_{Rd,max EC8,X}$ (kN)	$V_{Rd,EC2}$ (kN)
Pilar de Canto	P _{A-1}	1,51	1,51	1,29%	0,370	611,24	611,24	-	1056,00
Pilar Central	P _{B-2}	2,33	2,33	1,51%	0,296	350,97	350,97	-	675,84
Pilar Lateral	P _{D-1}	0,96	5,58	1,45%	1,264	772,50	1133,39	506,34	950,40
Viga Central	V _{4-DE}	2,42	4,99	1,09%	0,217	183,69	156,84	-	295,68
Viga Lateral	V _{3-DE}	2,18	6,32	1,89%	0,209	237,866	200,176	-	475,20

A combinação a utilizar neste estudo vai ser a mesma que na estrutura de baixa ductilidade (100% das forças sísmicas em Y com sinal negativo combinada com 30% das forças sísmicas em X com sinal positivo). Assim, para o estudo da estrutura com 50% da rigidez, irá apresentar-se na Figura 71 a relação entre o esforço transversal atuante e os diferentes esforços transversos resistentes para a direção X dos pilares. Na Figura 72 apresenta-se a direção Y dos pilares. Na Figura 73 é apresentada a relação dos esforços transversos atuantes e esforços transversos resistentes para o caso das vigas.

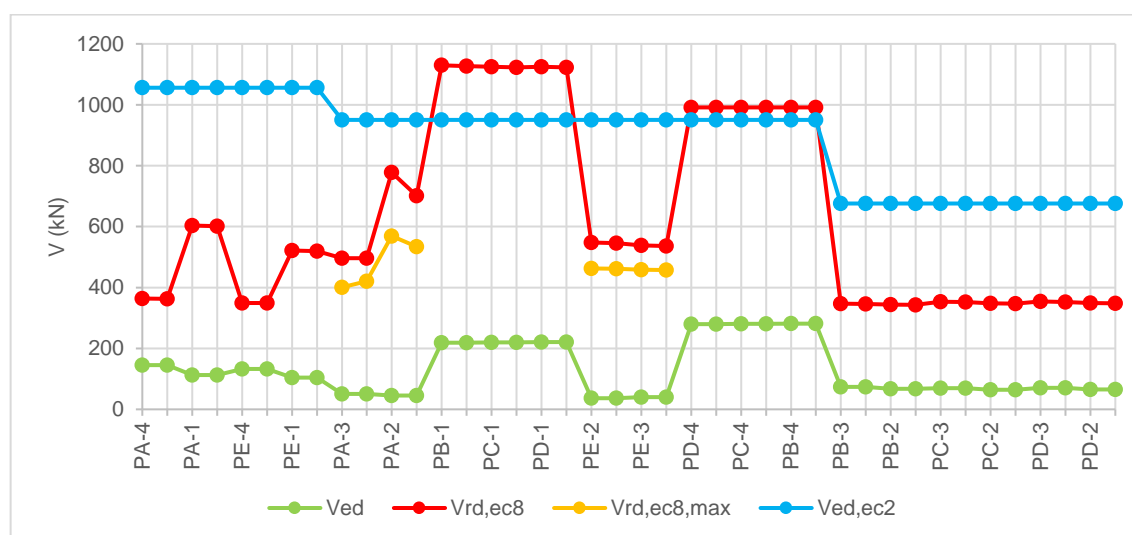


Figura 71 - Verificação do esforço transversal para os pilares na direção X para a estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez

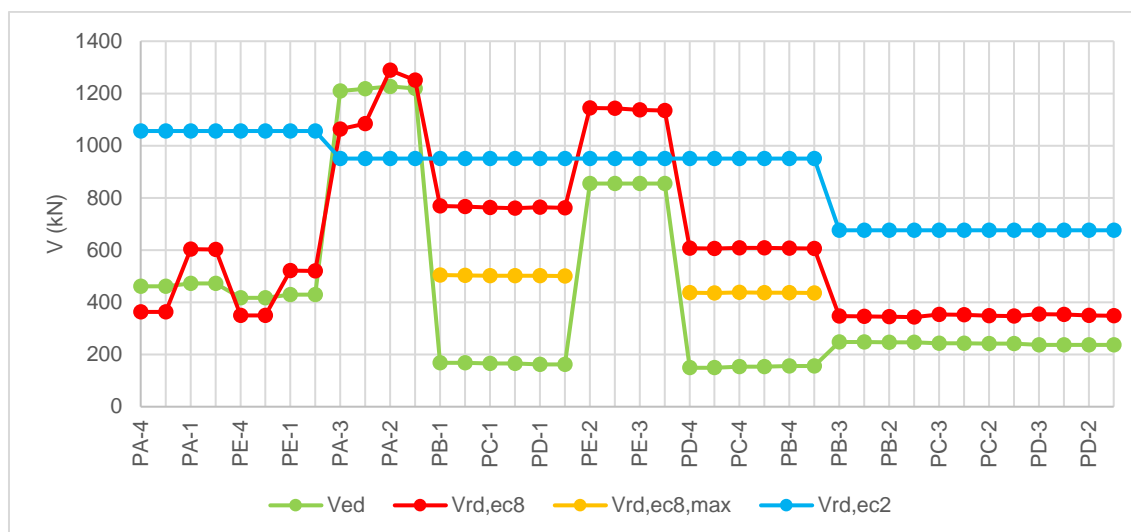


Figura 72 - Verificação do esforço transverso para os pilares na direção Y para a estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez

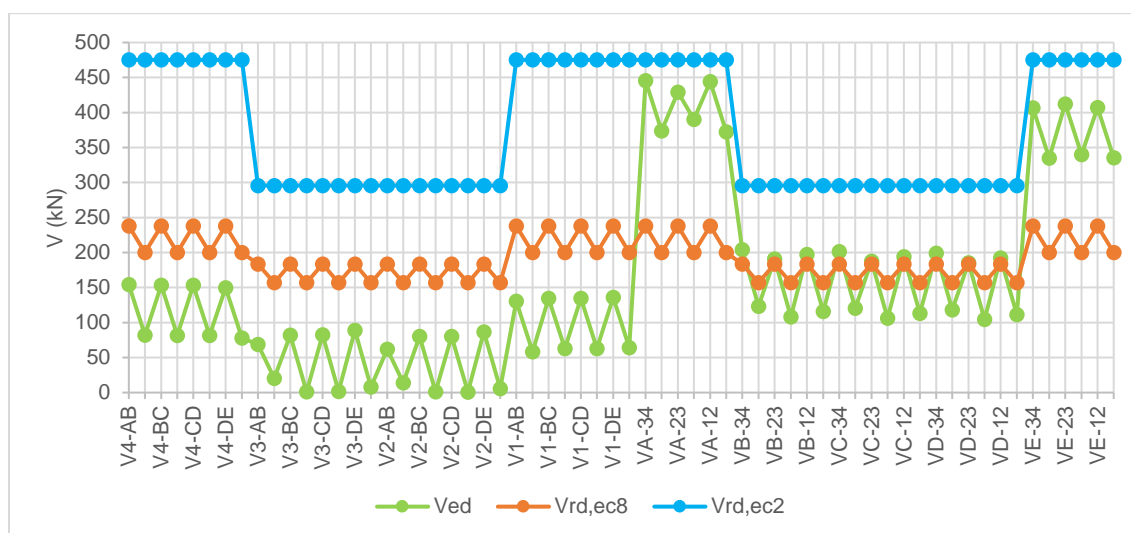


Figura 73 - Verificação do esforço transverso nas vigas para a estrutura de média ductilidade com 50% da rigidez

Para a estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3, para a mesma combinação chegamos aos resultados apresentados na Figura 74, 75 e 76.

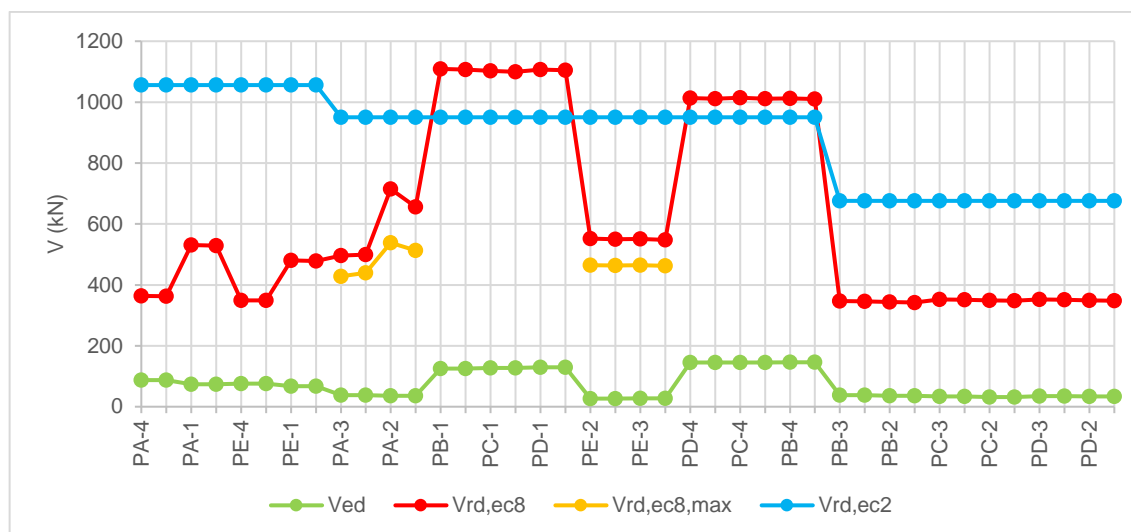


Figura 74 - Verificação do esforço transverso para os pilares na direção X para a estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

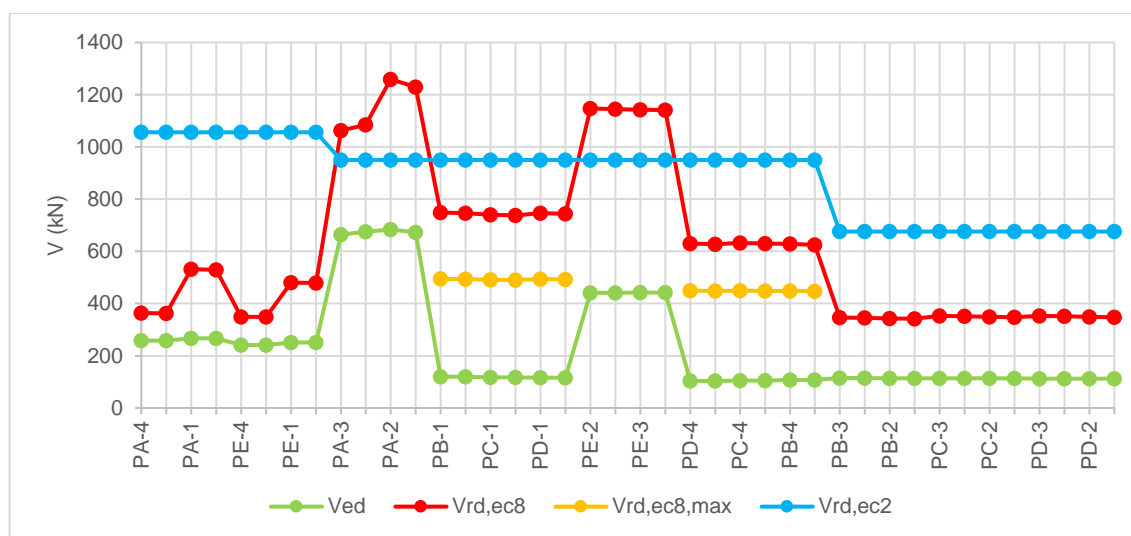


Figura 75 - Verificação do esforço transverso para os pilares na direção Y para a estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

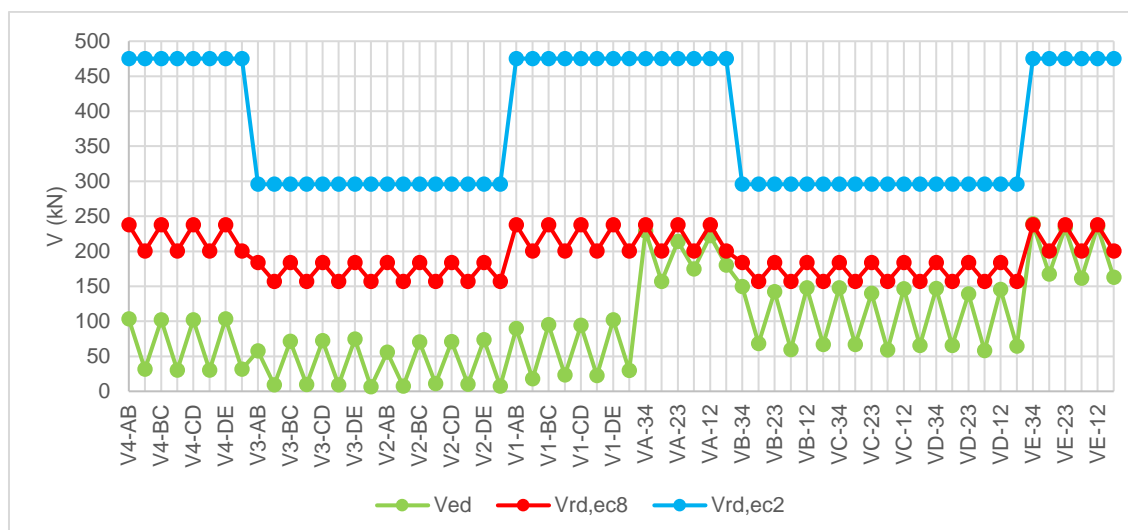


Figura 76 - Verificação do esforço transverso nas vigas para a estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3

Na estrutura com 50% da rigidez, para a direção X, o esforço transverso atuante é sempre inferior ao esforço transverso resistente enquanto que para a direção Y tal não acontece. Para as vigas na direção X está verificada a segurança, sendo que para as vigas na direção Y o valor do esforço transverso atuante é superior ao esforço transverso resistente não sendo verificada a segurança. Para a estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3 para ambas as direções dos pilares o esforço transverso atuante é sempre inferior ao esforço transverso resistente sendo a segurança verificada. Para o caso das vigas a segurança é verificada para a direção X, não sendo verificada na direção Y nas vigas V_{A-34} , V_{E-34} e V_{E-23} . Na Tabela 152 encontra-se um resumo da verificação dos esforços transversos para as várias estruturas estudadas.

Tabela 152 - Resumo da verificação dos mecanismos frágeis das estruturas

	Baixa Ductilidade		Média ductilidade	
	50% rigidez (EC8-1)	Rigidez calculada pelo EC8-3	50% rigidez (EC8-1)	Rigidez calculada pelo EC8-3
Near Collapse	Não verifica	Não verifica	Não verifica	Não verifica

6

**CONCLUSÃO E
DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

No decorrer desta dissertação foram várias as ilações retiradas e várias as comparações realizadas entre os diferentes estados limite ou a rigidez a utilizar para simular a fendilhação.

Fazendo a verificação de aplicabilidade do método das forças laterais na estrutura de baixa ductilidade, através da relação θ_{corda}/θ_y conclui-se que o método é igualmente aplicável quando a estrutura tem 50% de rigidez (abordagem EC8-1) quer quando tem rigidez calculada pelo EC8-3, para os três estados limite em estudo. Quando se utilizou a relação M_{modelo}/M_y para a estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3 o método pode ser aplicado para os três estados limite enquanto que, quando a estrutura tem 50% da rigidez, o método pode ser aplicado para os estados limite de Damage Limitation e Significant Damage, não podendo ser aplicado para o estado limite de Near Collapse.

No caso da estrutura com média ductilidade, na estrutura com a rigidez calculada pelo EC8-3, analisando a relação θ_{corda}/θ_y e M_{modelo}/M_y obtêm-se os mesmos resultados. Ou seja, o método pode ser aplicado nos estados limite Damage Limitation e Significant Damage não podendo ser aplicado no estado limite de Near Collapse. Para a estrutura com 50% da rigidez, analisando a relação θ_{corda}/θ_y o método das forças laterais é aplicável para os três estados limite em estudo enquanto que analisando a relação M_{modelo}/M_y , o método das forças laterais é aplicável no estado limite de Damage Limitation, não podendo ser aplicado nos estados limite de Significant Damage e Near Collapse.

Apesar do método das forças laterais não pode ser utilizado em alguns estados limite, ele foi, no entanto, considerado para a análise da segurança sísmica de todos os estados limites de modo a analisar o tipo de resultados obtidos.

Fazendo a verificação da segurança dos mecanismos dúcteis da estrutura, chega-se a conclusão que para os estados limite Damage Limitation e Significant Damage, quer para a estrutura com baixa ductilidade, quer para a estrutura com média ductilidade, e para ambas as rigidezes utilizadas, a segurança sísmica é verificada em todos os elementos. Na análise do estado limite Near Collapse para a estrutura de baixa ductilidade, quer com 50% da rigidez, quer com rigidez calculada pelo EC8-3, a verificação de segurança é assegurada. O resultado obtido para a estrutura com 50% da rigidez tem uma margem de segurança alta sendo que o maior valor obtido é na ordem dos 0,16. Isto deve-se ao facto de os elementos da estrutura possuírem 50% da rigidez. Para a estrutura de média ductilidade, considerada com 50% da rigidez, a segurança é verificada enquanto que na estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3 tal não acontece. Novamente, para a estrutura com 50% verifica-se que a margem de segurança é alta sendo o que o maior valor ronda os 0,50. Na estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3 apesar da média dos valores obtidos na base dos pilares e nas vigas do 1º e 2º piso serem inferiores a unidade, nos caso dos

pilares encontram-se vários valores na ordem de 1,10 (média igual a 0,95 com 8,7% de variação) enquanto nas vigas obtém-se valores na ordem dos 1,20 (média de 0,84 com coeficiente de variação igual a 23,6% nas vigas do 1º piso e média de 0,81 com coeficiente de variação igual a 22,1 nas vigas do 2º piso). A verificação de segurança na estrutura com rigidez calculada pelo EC8-3 pode não ser assegurada pois o método de análise deixa de ser conservativo quando não é aplicável.

Na verificação dos mecanismos frágeis observa-se que, para ambas as estruturas, quando estas têm 50% de rigidez, na direção em que se aplica 100% das forças sísmicas a segurança, não é verificada nem para as vigas nem para os pilares, enquanto que na direção em que se aplica 30% a segurança verifica-se. Nas estruturas com rigidez calculada pelo EC8-3 a segurança nos pilares é verificada para ambas as direções. No caso das vigas, na estrutura com baixa ductilidade a verificação de segurança não é assegurada nas vigas laterais (esforço transversal atuante é 80% superior ao esforço transversal resistente). Para a estrutura com média ductilidade a segurança não é verificada para três vigas laterais sendo que as diferenças entre o esforço transversal atuante e esforço transversal resistente são muito pequenas (na ordem de 2,2% que corresponde a 5kN). Conclui-se, portanto, que para a segurança ao corte, a rigidez calculada pelo EC8-3 é mais realista comparando com 50% da rigidez. É facilmente perceptível que a estrutura de média ductilidade com rigidez calculada pelo EC8-3 iria verificar a segurança para o estado limite de Significant Damage, enquanto que a estrutura de baixa ductilidade para esse nível de rigidez é mais complicado concluir tal informação sendo necessário realizar um estudo mais aprofundado.

A análise destes resultados não é totalmente conclusiva quanto ao comportamento duma estrutura dimensionada pelo EC8-1 face às verificações do EC8-3, particularmente no que diz respeito ao estado limite de Near Collapse. Relativamente aos restantes estados limite pode considerar-se que a estrutura dimensionada pelo EC8-1 cumpre a segurança de acordo com o EC8-3.

De modo a efetuar um estudo mais completo em relação a este tema, é conveniente o verificar a segurança da estrutura, com outros métodos de análise recomendados pelo EC8-3. Além disto, também pode ser interessante estudar algumas variantes da estrutura analisada como, por exemplo, mudança da posição das escadas ou alteração da dimensão dos elementos estruturais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alves, C. (2012). *Análise da influência das zonas sísmicas e classes de ductilidade no projecto de estruturas de edifícios*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico.
- Amaro, N. (2014). *Dimensionamento sísmico de um edifício de betão armado segundo os Eurocódigos. Verificação segundo o Eurocódigo 8 Parte 3*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Arêde, A. (2013). *Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica*. FEUP - DEC - Estruturas 2012-13
- Avramidis, I., Athanatopoulou, A., Morfidis, K., Sextos, A., Giaralis, A. (2011). *Eurocode-Compliant Seismic Analysis and Design of R/C Buildings*. Atila Ansal, Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute, Bogazic University, Istanbul.
- Barros, H., Figueiras, J. (2010). *Tabelas e Ábacos de Dimensionamento à Flexão e a Esforços Axiais segundo o Eurocódigo 2*. FEUP edições, Porto.
- Brum, M. (2014). *Verificação da segurança à ação sísmica da estrutura de um colégio em Ponta Delgada utilizando o Eurocódigo 8-Parte 3*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Caraslindas, F. (2010). *Verificação da segurança sísmica em edifícios existentes de betão armado de acordo com o Eurocódigo 8 Parte 3*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010.
- Cachim, P., Monteiro, A., Morais, M. *xD-CoSec - Xpress Design of Concrete Sections*. Universidade de Aveiro.
- Carvalho, P. (2014). *Projeto de um edifício de habitação em zona sísmica*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico.
- Carvalho, P. (2015). *Reforço sísmico de um edifício de acordo com o EC8-3*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico.
- CEN (Comité Européen de Normalização) (2009). *Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas*. CEN, Bruxelas
- CEN (Comité Européen de Normalização) (2009). *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas Parte 1-1: Acções gerais Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. CEN Bruxelas
- CEN (Comité Européen de Normalização) (2010). *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. CEN Bruxelas
- CEN (Comité Européen de Normalização) (2010). *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. CEN Bruxelas
- CEN (European Committee for Standardization) (2005). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*. CEN Brussels
- Costa, A. (2011). *Projecto de estruturas para resistência aos sismos EC8-1*. Ordem dos Engenheiros - Seminário - Aplicação do Eurocódigo 8 ao Projecto de Edifícios, 11 de Novembro de 2011, Lisboa 18 de Novembro de 2011
- Elghazouli, A. (2009). *Seismic Design of Buildings to Eurocode 8*. Spon Press, Abingdon.

Fardis, M., Carvalho, E., Fajfar, P., Pecker, A., (2015). *Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8*. CRC PRESS, Boca Raton.

Fardis, M. (2009). *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings*. Atilla Ansal, Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute, Bogazic University, Istanbul.

Fernandes, A. (2008). *Avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes no contexto do Eurocódigo 8*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.

LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) (2013). *Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios – Anexo Nacional provisório*. LNEC, Lisboa.

Mergos, P. (2016). *Optimum seismic design of reinforced concrete frames according to Eurocode 8 and fib Model Code 2010*. www.interscience.wiley.com. 20/04/2017.

Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., Kowalsky, M.J. (2007) *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press.

Romão, X., Delgado, R., Costa, A. (2009). *Practical aspects of demand and capacity evaluation of RC members in the context of EC8-3*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Wiley InterScience.

Ruivo, L. (2010). *Análise da eficiência sísmica de estruturas de edifícios*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico.

The Institution of Structural Engineers (Maio 2010). *Manual for the seismic design of steel and concrete buildings to Eurocode 8*. IStructE Ltd, London.

<https://dre.pt/application/file/353656> 15 de junho de 2017

<https://dre.pt/pesquisa-avancada/-/asearch/406495/details/normal?sort=whenSearchable&sortOrder=ASC&tipo=%22Decreto%22&types=SERIEI&numero=47723> 15 de Junho de 2017

<http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/showpage.php?id=12> 15 de Junho de 2017

Anexo 1

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (palcadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Figura 1 - Tipos de Terreno

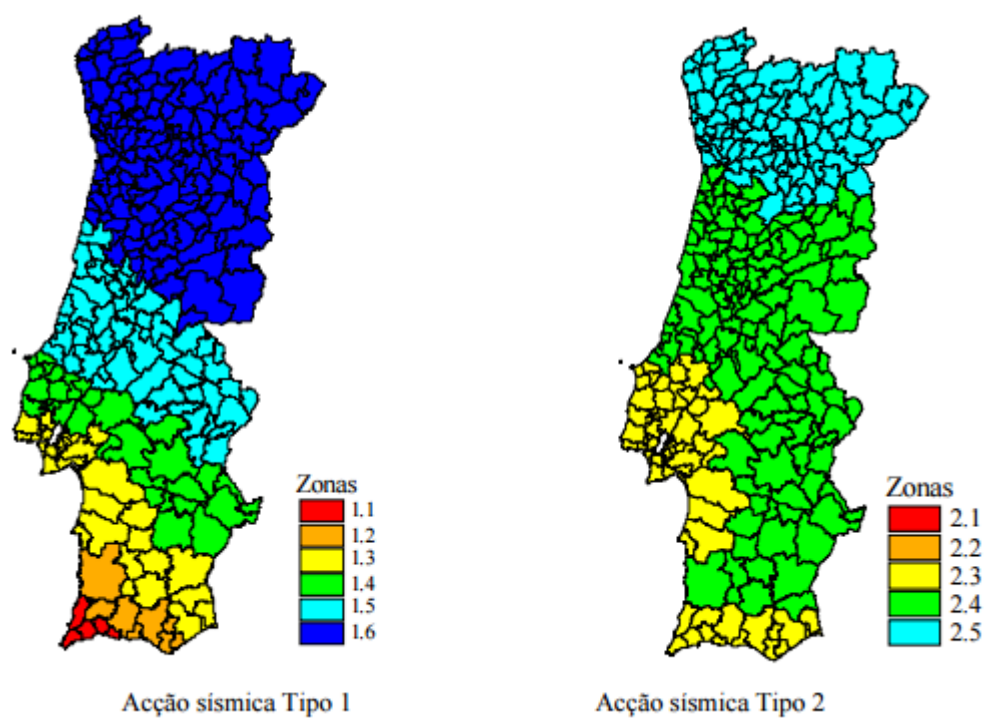


Figura 2 - Zonamento sísmico em Portugal Continental



Figura 3 - Zonamento sísmico no arquipélago da Madeira (Acção sísmica Tipo 1)

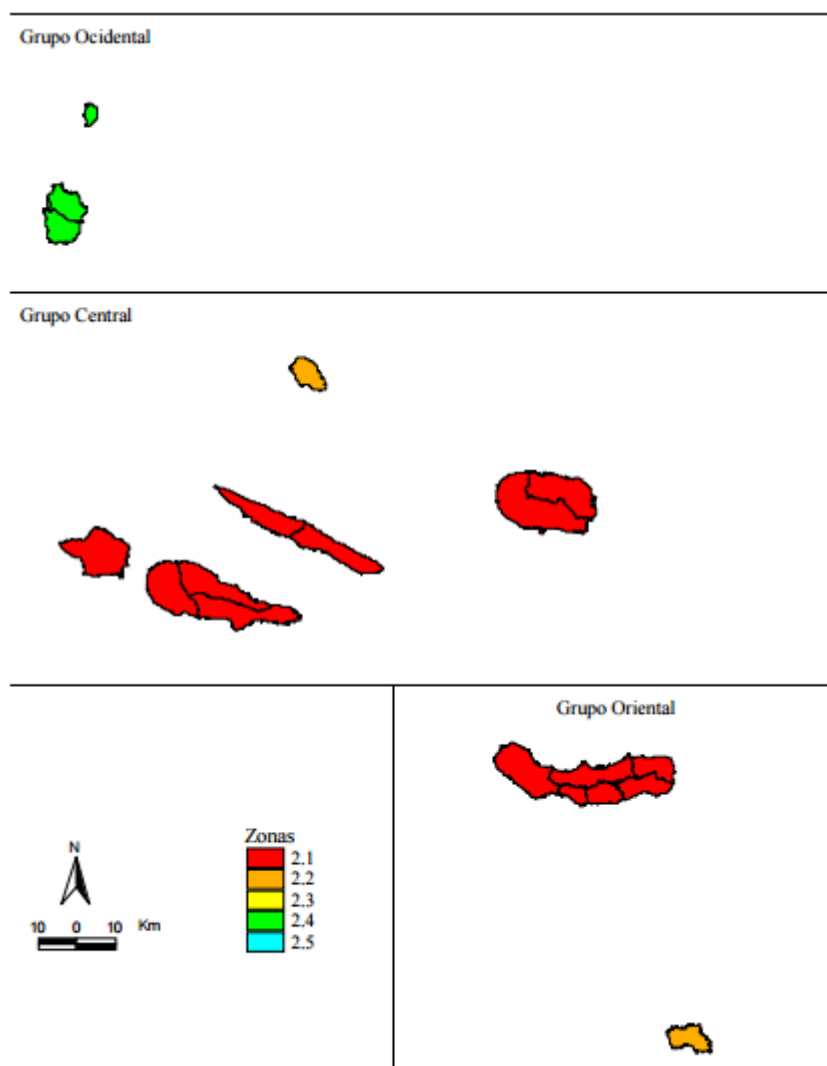


Figura 4 - Zonamento sísmico no arquipélago dos Açores (Ação sísmica Tipo 2)

Anexo 2

Tabela 1 - Dimensionamento da armadura longitudinal dos pilares da estrutura de baixa ductilidade e a combinação de 100% das forças sísmicas em Y com sinal negativo e 30% das forças sísmicas em X com sinal negativo

Cargas Permanentes + (0,3Fx2+1,0Fy2)												
			F _{axial}	M _x	M _y	v	U _x	U _y	w	Wcálculo	As	Armadura
Pilar Canto	P _{A-4}	Base	1190,04	401,78	138,09	0,17	0,09	0,03	0,10	0,32	52,99	7φ16 por face (As=56,28 cm ²)
		Topo	1163,54	-177,61	-61,29	0,16	-0,04	-0,01				
	P _{A-1}	Base	-44,94	390,37	105,56	-0,01	0,09	0,02	0,30			
		Topo	-71,43	-154,81	-53,47	-0,01	-0,04	-0,01				
	P _{E-4}	Base	839,27	445,68	128,11	0,12	0,10	0,03	0,29			
		Topo	812,78	-189,05	-41,33	0,11	-0,04	-0,01				
Pilar Lateral	P _{E-1}	Base	-381,99	433,48	92,17	-0,05	0,10	0,02	0,24	0,34	78,20	13φ16 face maior + 7φ16 face menor (As=80,40 cm ²)
		Topo	-408,48	-164,67	-26,73	-0,06	-0,04	-0,01				
	P _{A-3}	Base	1381,06	-101,85	1436,67	0,14	-0,02	0,14	0,26			
		Topo	1131,09	41,31	-348,58	0,11	0,01	-0,03				
	P _{A-2}	Base	125,16	-93,13	1431,02	0,01	-0,02	0,14	0,34			
		Topo	237,72	43,36	-362,19	0,02	0,01	-0,04				
	P _{B-1}	Base	206,55	331,10	353,09	0,02	0,07	0,04				
		Topo	169,75	-110,23	-85,58	0,02	-0,02	-0,01				
	P _{C-1}	Base	243,69	295,84	360,88	0,02	0,06	0,04				
		Topo	206,89	-95,62	-88,72	0,02	-0,02	-0,01				
	P _{D-1}	Base	146,38	349,64	352,36	0,01	0,07	0,04				
		Topo	109,58	-114,66	-84,11	0,01	-0,02	-0,01				
	P _{E-2}	Base	439,75	-79,56	1534,68	0,04	-0,02	0,15	0,32			
		Topo	402,95	15,69	-359,92	0,04	0,00	-0,04				
	P _{E-3}	Base	576,24	-90,70	1534,16	0,06	-0,02	0,15	0,31			
		Topo	539,44	19,55	-358,87	0,05	0,00	-0,04				
	P _{D-4}	Base	1076,42	364,94	458,04	0,11	0,07	0,05				
		Topo	1039,63	-145,25	-99,48	0,10	-0,03	-0,01				
	P _{C-4}	Base	1014,71	311,12	452,18	0,10	0,06	0,05				
		Topo	977,91	-126,17	-100,22	0,10	-0,03	-0,01				
Pilar Central	P _{B-4}	Base	1096,24	345,91	455,56	0,11	0,07	0,05		0,30	49,68	4φ20 por face (As=50,28 cm ²)
		Topo	1059,45	-139,88	-94,50	0,11	-0,03	-0,01				
	P _{B-3}	Base	703,35	399,07	117,06	0,10	0,09	0,03	0,30			
		Topo	676,85	-225,88	-67,39	0,09	-0,05	-0,02				
	P _{B-2}	Base	727,76	399,60	107,74	0,10	0,09	0,02	0,29			
		Topo	701,27	-226,94	-65,69	0,10	-0,05	-0,02				
	P _{C-3}	Base	750,31	359,35	113,74	0,10	0,08	0,03	0,28			
		Topo	723,82	-204,38	-61,81	0,10	-0,05	-0,01				
	P _{C-2}	Base	801,78	358,73	103,95	0,11	0,08	0,02	0,29			
		Topo	775,28	-203,12	-57,03	0,11	-0,05	-0,01				
	P _{D-3}	Base	747,63	422,33	115,26	0,10	0,10	0,03	0,30			
		Topo	721,14	-238,53	-63,80	0,10	-0,06	-0,01				
	P _{D-2}	Base	796,67	421,66	103,60	0,11	0,10	0,02	0,28			
		Topo	770,17	-237,17	-57,40	0,11	-0,05	-0,01				

Tabela 2 - Dimensionamento da armadura longitudinal das vigas na estrutura com baixa ductilidade com os esforços da combinação sem ação sísmica

ELU 1,35+1,5 (sem ação sísmica)										
			F _{axial}	M _x	M _y	M _{cálculo}	U	W	A _s	Armadura
Direção X	V _{4-AB}	Esq.	0,00	0,41	-44,04	493,57	0,12	0,13	22,22	3φ25 + 3φ20 (As=24,15 cm ²)
		Dir.	0,00	0,41	-54,72					
	V _{4-BC}	Esq.	0,00	0,03	-52,36					
		Dir.	0,00	0,03	-51,85					
	V _{4-CD}	Esq.	0,00	-0,01	-52,15					
		Dir.	0,00	-0,01	-52,07					
	V _{4-DE}	Esq.	0,00	-0,43	-54,97					
		Dir.	0,00	-0,43	-43,73					
	V _{3-AB}	Esq.	0,00	0,04	-39,21					
		Dir.	0,00	0,04	-38,57					
	V _{3-BC}	Esq.	0,00	0,10	-63,87	-560,75	0,23	0,27	27,05	4φ25 + 3φ20 (As=29,05 cm ²)
		Dir.	0,00	0,10	-66,16					
	V _{3-CD}	Esq.	0,00	0,00	-66,38					
		Dir.	0,00	0,00	-66,08					
	V _{3-DE}	Esq.	0,00	-0,04	-62,31					
		Dir.	0,00	-0,04	-63,48					
	V _{2-AB}	Esq.	0,00	-0,04	-39,21					
		Dir.	0,00	-0,04	-38,57					
	V _{2-BC}	Esq.	0,00	-0,10	-63,87					
		Dir.	0,00	-0,10	-66,16					
	V _{2-CD}	Esq.	0,00	0,00	-66,38					
		Dir.	0,00	0,00	-66,08					
	V _{2-DE}	Esq.	0,00	0,04	-62,31					
		Dir.	0,00	0,04	-63,48					
	V _{1-AB}	Esq.	0,00	-0,41	-44,04					
		Dir.	0,00	-0,41	-54,72					
	V _{1-BC}	Esq.	0,00	-0,03	-52,36					
		Dir.	0,00	-0,03	-51,85					
	V _{1-CD}	Esq.	0,00	0,01	-52,15	-380,93	0,24	0,28	21,02	7φ20 (As=21,99 cm ²)
		Dir.	0,00	0,01	-52,07					
Direção Y	V _{1-DE}	Esq.	0,00	0,43	-54,97					
		Dir.	0,00	0,43	-43,73					
	V _{A-34}	Esq.	0,00	-53,91	0,10	306,01	0,07	0,08	14,74	5φ20 (As=15,71 cm ²)
		Dir.	0,00	-43,71	0,10					
	V _{A-23}	Esq.	0,00	-26,65	0,00					
		Dir.	0,00	-26,65	0,00					
	V _{A-12}	Esq.	0,00	-43,71	-0,10					
		Dir.	0,00	-53,91	-0,10					
	V _{B-34}	Esq.	0,00	-62,36	-0,28					
		Dir.	0,00	-62,52	-0,28					
	V _{B-23}	Esq.	0,00	-57,13	0,00					
		Dir.	0,00	-57,13	0,00					
	V _{B-12}	Esq.	0,00	-62,52	0,28					
		Dir.	0,00	-62,36	0,28					
	V _{C-34}	Esq.	0,00	-61,86	0,00					
		Dir.	0,00	-63,87	0,00					
	V _{C-23}	Esq.	0,00	-66,07	0,00					
		Dir.	0,00	-66,07	0,00					
	V _{C-12}	Esq.	0,00	-63,87	0,00					
		Dir.	0,00	-61,86	0,00					
	V _{D-34}	Esq.	0,00	-62,20	0,04					
		Dir.	0,00	-63,58	0,04					
	V _{D-23}	Esq.	0,00	-66,09	0,00					
		Dir.	0,00	-66,09	0,00					
	V _{D-12}	Esq.	0,00	-63,58	-0,04					
		Dir.	0,00	-62,20	-0,04					
	V _{E-34}	Esq.	0,00	-54,85	0,43					
		Dir.	0,00	-43,85	0,43					
	V _{E-23}	Esq.	0,00	-52,16	0,00					
		Dir.	0,00	-52,16	0,00					
	V _{E-12}	Esq.	0,00	-43,85	-0,43					
		Dir.	0,00	-54,85	-0,43					
	V _{ESCADA}	Esq.	9,56	-30,02	0,00					
		Dir.	9,56	-30,02	0,00					

Tabela 3 - Dimensionamento das armaduras transversais nos pilares na estrutura com baixa ductilidade e os esforços da combinação sem ação sísmica

ELU 1,35+1,5 (sem ação sísmica)						Vcálculo	Ró	cotg Teta	z	Asw (cm^2/por metro)	Armadura
			F _{axial}	F _x	F _y						
Pilar Canto	P _{A-4}	Base	585,23	9,19	-9,12	211,57	1,563%	2,50	0,500	3,89	φ6//0,125 2 ramos (As=4,52 cm2)
		Topo	549,46	9,19	-9,12						
	P _{A-1}	Base	585,23	-9,19	-9,12	-211,57	1,563%	2,50	0,500	3,89	
		Topo	549,46	-9,19	-9,12						
	P _{E-4}	Base	586,69	9,18	9,13						
		Topo	550,92	9,18	9,13						
Pilar Lateral	P _{A-3}	Base	898,53	-7,87	-11,94	434,37	1,608%	2,50	0,410	9,74	φ8//0,15 4 ramos (As=13,4 cm2)
		Topo	805,78	-7,87	-2,38						
	P _{A-2}	Base	898,53	-7,87	11,94	-561,60	1,608%	2,50	0,410	12,59	
		Topo	805,78	-7,87	2,38						
	P _{B-1}	Base	944,39	-12,73	0,47						
		Topo	894,72	-12,73	0,47						
	P _{C-1}	Base	943,99	-13,00	-0,14						
		Topo	894,32	-13,00	-0,14						
	P _{D-1}	Base	947,82	-12,88	-0,81						
		Topo	898,14	-12,88	-0,81						
	P _{E-2}	Base	947,96	12,83	-0,69	735,64	1,608%	2,50	0,860	7,87	
		Topo	898,28	12,83	-0,69						
	P _{E-3}	Base	947,96	12,83	0,69						
		Topo	898,28	12,83	0,69						
	P _{D-4}	Base	947,82	12,88	-0,81	-735,64	1,608%	2,50	0,860	7,87	
		Topo	898,14	12,88	-0,81						
	P _{C-4}	Base	943,99	13,00	-0,14						
		Topo	894,32	13,00	-0,14						
P _{B-4}	Base	944,39	12,73	0,47							
	Topo	894,72	12,73	0,47							
Pilar Central	P _{B-3}	Base	1107,60	-1,37	-4,94	220,29	1,397%	2,50	0,500	4,05	φ6//0,10 2 ramos (As=5,66 cm2)
		Topo	1071,84	-1,37	-4,94						
	P _{B-2}	Base	1107,60	1,37	-4,94	-220,29	1,397%	2,50	0,500	4,05	
		Topo	1071,84	1,37	-4,94						
	P _{C-3}	Base	1225,60	0,51	0,01						
		Topo	1189,84	0,51	0,01						
	P _{C-2}	Base	1225,60	-0,51	0,01						
		Topo	1189,84	-0,51	0,01						
	P _{D-3}	Base	1208,74	0,48	0,44						
		Topo	1172,97	0,48	0,44						
	P _{D-2}	Base	1208,74	-0,48	0,44						
		Topo	1172,97	-0,48	0,44						

Tabela 4 - Dimensionamento das armaduras transversais nos vigas na estrutura com baixa ductilidade e os esforços da combinação sem ação sísmica

ELU 1,35+1,5 (sem sismo)						Vcálcul	Ró	cotg	z	Asw (cm^2/m)	Armadura							
			F _{axial}	F _y	F _z													
Direção X	V _{4-AB}	Esq.	0,0	0,0	62,74	287,88	1,794%	2,5	0,499	5,312	φ6 //0,10 2 ramos (As=5,66 cm2/m)							
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{4-BC}	Esq.	0,0	0,0	65,34							-287,88	2,5	0,499	5,312			
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{4-CD}	Esq.	0,0	0,0	65,24													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{4-DE}	Esq.	0,0	0,0	67,83													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{3-AB}	Esq.	0,0	0,0	48,20													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{3-BC}	Esq.	0,0	0,0	77,20													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{3-CD}	Esq.	0,0	0,0	77,80													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{3-DE}	Esq.	0,0	0,0	77,46													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{2-AB}	Esq.	0,0	0,0	48,20													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{2-BC}	Esq.	0,0	0,0	77,20													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{2-CD}	Esq.	0,0	0,0	77,80													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{2-DE}	Esq.	0,0	0,0	77,46													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{1-AB}	Esq.	0,0	0,0	62,74													
		Dir.	0,0	0,0	-													
V _{1-BC}	Esq.	0,0	0,0	65,34														
	Dir.	0,0	0,0	-														
V _{1-CD}	Esq.	0,0	0,0	65,24														
	Dir.	0,0	0,0	-														
V _{1-DE}	Esq.	0,0	0,0	67,83														
	Dir.	0,0	0,0	-														
Direção Y	V _{A-34}	Esq.	0,0	0,0			67,59			199,86	1,422%	2,5	0,454	4,053	φ6 //0,125 2 ramos (As=4,52 cm2/m)			
		Dir.	0,0	0,0			-											
	V _{A-23}	Esq.	0,0	0,0			35,54											
		Dir.	0,0	0,0			-											
	V _{A-12}	Esq.	0,0	0,0	62,85													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{B-34}	Esq.	0,0	0,0	77,70													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{B-23}	Esq.	0,0	0,0	71,27													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{B-12}	Esq.	0,0	0,0	77,77													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{C-34}	Esq.	0,0	0,0	77,27													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{C-23}	Esq.	0,0	0,0	77,73													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{C-12}	Esq.	0,0	0,0	78,20													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{D-34}	Esq.	0,0	0,0	77,41													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{D-23}	Esq.	0,0	0,0	77,73													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{D-12}	Esq.	0,0	0,0	78,06													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{E-34}	Esq.	0,0	0,0	67,78													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{E-23}	Esq.	0,0	0,0	65,22													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{E-12}	Esq.	0,0	0,0	62,66													
		Dir.	0,0	0,0	-													
	V _{ESCADA}	Esq.	9,5	0,0	43,08													
		Dir.	9,5	0,0	-													

Tabela 5 - Dimensionamento da armadura longitudinal das vigas na estrutura com média ductilidade com os esforços da combinação sem ação sísmica

ELU 1,35+1,5 (sem sismo)										
			F _{axial}	M _x	M _y	M _{calculo}	U	W	A _s	Armadura
Direção X	V _{4-AB}	Esq.	0,00	0,00	-42,52	154,61	0,09	0,10	9,43	5φ16 (As=10,05 cm ²)
		Dir.	0,00	0,00	-45,44					
	V _{4-BC}	Esq.	0,00	0,00	-45,72					
		Dir.	0,00	0,00	-45,39					
	V _{4-CD}	Esq.	0,00	0,00	-45,61					
		Dir.	0,00	0,00	-45,52					
	V _{4-DE}	Esq.	0,00	0,00	-45,68					
		Dir.	0,00	0,00	-42,22					
	V _{3-AB}	Esq.	0,00	0,00	-30,02					
		Dir.	0,00	0,00	-36,93					
	V _{3-BC}	Esq.	0,00	0,00	-58,24	-212,05	0,26	0,31	14,42	5φ20 (As=15,71 cm ²)
		Dir.	0,00	0,00	-61,43					
	V _{3-CD}	Esq.	0,00	0,00	-60,78					
		Dir.	0,00	0,00	-60,91					
	V _{3-DE}	Esq.	0,00	0,00	-62,04					
		Dir.	0,00	0,00	-53,73					
	V _{2-AB}	Esq.	0,00	0,00	-30,02					
		Dir.	0,00	0,00	-36,93					
	V _{2-BC}	Esq.	0,00	0,00	-58,24					
		Dir.	0,00	0,00	-61,43					
	V _{2-CD}	Esq.	0,00	0,00	-60,78					
		Dir.	0,00	0,00	-60,91					
	V _{2-DE}	Esq.	0,00	0,00	-62,04					
		Dir.	0,00	0,00	-53,73					
	V _{1-AB}	Esq.	0,00	0,00	-42,52					
		Dir.	0,00	0,00	-45,44					
	V _{1-BC}	Esq.	0,00	0,00	-45,72					
		Dir.	0,00	0,00	-45,39					
	V _{1-CD}	Esq.	0,00	0,00	-45,61					
		Dir.	0,00	0,00	-45,52					
	V _{1-DE}	Esq.	0,00	0,00	-45,68					
		Dir.	0,00	0,00	-42,22					
Direção Y	V _{A-34}	Esq.	0,00	-44,47	0,00	39,78	0,02	0,03	2,43	3φ16 (As=6,03 cm ²)
		Dir.	0,00	-42,35	0,00					
	V _{A-23}	Esq.	0,00	-20,07	0,00					
		Dir.	0,00	-20,07	0,00					
	V _{A-12}	Esq.	0,00	-42,35	0,00					
		Dir.	0,00	-44,47	0,00					
	V _{B-34}	Esq.	0,00	-61,38	0,00					
		Dir.	0,00	-53,67	0,00					
	V _{B-23}	Esq.	0,00	-51,65	0,00					
		Dir.	0,00	-51,65	0,00					
	V _{B-12}	Esq.	0,00	-53,67	0,00					
		Dir.	0,00	-61,38	0,00					
	V _{C-34}	Esq.	0,00	-62,05	0,00					
		Dir.	0,00	-53,60	0,00					
	V _{C-23}	Esq.	0,00	-60,90	0,00					
		Dir.	0,00	-60,90	0,00					
	V _{C-12}	Esq.	0,00	-53,60	0,00	-99,38	0,27	0,32	9,05	5φ16 (As=10,05 cm ²)
		Dir.	0,00	-62,05	0,00					
	V _{D-34}	Esq.	0,00	-61,99	0,00					
		Dir.	0,00	-53,78	0,00					
	V _{D-23}	Esq.	0,00	-60,88	0,00					
		Dir.	0,00	-60,88	0,00					
	V _{D-12}	Esq.	0,00	-53,78	0,00					
		Dir.	0,00	-61,99	0,00					
	V _{E-34}	Esq.	0,00	-45,57	0,00					
		Dir.	0,00	-42,33	0,00					
	V _{E-23}	Esq.	0,00	-45,58	0,00					
		Dir.	0,00	-45,58	0,00					
	V _{E-12}	Esq.	0,00	-42,33	0,00					
		Dir.	0,00	-45,57	0,00					
	V _{ESCALADA}	Esq.	0,00	-23,58	0,00					
		Dir.	0,00	-23,58	0,00					

Tabela 6 - Dimensionamento da armadura longitudinal na direção X dos pilares da estrutura de média ductilidade

Direcção X																		
		Mrd +	Mrd -	Mrd + pilares	Mrd - pilares	F axial	v	u+	w	As	As a utilizar		v	u-	w	As	As a utilizar	
Pilar Canto	P _{A-4}	167,08	228,53	119,46	163,40	20,02	0,00	0,05	0,116	13,31			0,00	0,07	0,165	18,95	5φ16 por face (As=20,10 cm2)	
	P _{A-1}	167,08	228,53	119,46	163,40	20,02	0,00	0,05	0,116	13,31			0,00	0,07	0,165	18,95		
	P _{E-4}	167,08	228,53	119,46	163,40	21,69	0,00	0,05	0,116	13,31			0,00	0,07	0,165	18,95		
	P _{E-1}	167,08	228,53	119,46	163,40	21,69	0,00	0,05	0,116	13,31			0,00	0,07	0,165	18,95		
Pilar Lateral	P _{A-3}	77,32	108,39	55,28	77,50	119,61	0,03	0,04	0,064	6,62	1φ16+2φ20 face menor (As=16,58 cm2)		0,03	0,06	0,085	11,34	4φ16face maior (As=16,08 cm2)	
	P _{A-2}	77,32	108,39	55,28	77,50	119,61	0,03	0,04	0,064	6,62			0,03	0,06	0,085	11,34		
	P _{B-1}	395,28	395,28	282,62	282,62	152,30	0,03	0,08	0,159	16,47			0,03	0,08	0,159	16,47		
	P _{C-1}	395,28	395,28	282,62	282,62	160,46	0,04	0,08	0,149	15,43			0,04	0,08	0,149	15,43		
	P _{D-1}	395,28	395,28	282,62	282,62	151,36	0,03	0,08	0,159	16,47			0,03	0,08	0,159	16,47		
	P _{E-2}	77,32	108,39	55,28	77,50	156,33	0,03	0,04	0,064	6,62			0,03	0,06	0,085	11,34		
	P _{E-3}	77,32	108,39	55,28	77,50	156,33	0,03	0,04	0,064	6,62			0,03	0,06	0,085	11,34		
	P _{D-4}	395,28	395,28	282,62	282,62	151,36	0,03	0,08	0,159	16,47			0,03	0,08	0,159	16,47		
	P _{C-4}	395,28	395,28	282,62	282,62	160,46	0,04	0,08	0,149	15,43			0,04	0,08	0,149	15,43		
	P _{B-4}	395,28	395,28	282,62	282,62	152,30	0,03	0,08	0,159	16,47			0,03	0,08	0,159	16,47		
Pilar Central	P _{B-3}	185,71	185,71	132,78	132,78	256,17	0,08	0,10	0,159	11,71	3φ16 por face (As=12,06 cm2)		0,08	0,10	0,159	11,71		
	P _{B-2}	185,71	185,71	132,78	132,78	256,17	0,08	0,10	0,159	11,71			0,08	0,10	0,159	11,71		
	P _{C-3}	185,71	185,71	132,78	132,78	271,95	0,08	0,10	0,159	11,71			0,08	0,10	0,159	11,71		
	P _{C-2}	185,71	185,71	132,78	132,78	271,95	0,08	0,10	0,159	11,71			0,08	0,10	0,159	11,71		
	P _{D-3}	185,71	185,71	132,78	132,78	270,79	0,08	0,10	0,159	11,71			0,08	0,10	0,159	11,71		
	P _{D-2}	185,71	185,71	132,78	132,78	270,79	0,08	0,10	0,159	11,71			0,08	0,10	0,159	11,71		

Tabela 7 - Dimensionamento da armadura longitudinal na direção Y dos pilares da estrutura de média ductilidade

Direção Y																
		Mrd +	Mrd -	Mrd + pilares	Mrd - pilares	F axial	v	u+	w	As	As a utilizar	v	u-	w	As	As a utilizar
Pilar Canto	P _{A-4}	167,08	228,20	119,46	163,16	20,02	0,00	0,05	0,116	13,31		0,00	0,07	0,165	18,95	5φ16 por face (As=20,10 cm2)
	P _{A-1}	167,08	228,20	119,46	163,16	20,02	0,00	0,05	0,116	13,31		0,00	0,07	0,165	18,95	
	P _{E-4}	167,08	228,20	119,46	163,16	21,69	0,00	0,05	0,116	13,31		0,00	0,07	0,165	18,95	
	P _{E-1}	167,08	228,20	119,46	163,16	21,69	0,00	0,05	0,116	13,31		0,00	0,07	0,165	18,95	
Pilar Lateral	P _{A-3}	395,28	395,28	282,62	282,62	119,61	0,03	0,08	0,159	16,47		0,03	0,08	0,159	16,47	
	P _{A-2}	395,28	395,28	282,62	282,62	119,61	0,03	0,08	0,159	16,47		0,03	0,08	0,159	16,47	
	P _{B-1}	77,32	108,39	55,28	77,50	152,30	0,03	0,04	0,064	6,62		0,03	0,06	0,110	11,34	
	P _{C-1}	77,32	108,39	55,28	77,50	160,46	0,04	0,04	0,055	5,67		0,04	0,06	0,099	10,29	
	P _{D-1}	77,32	108,39	55,28	77,50	151,36	0,03	0,04	0,064	6,62		0,03	0,06	0,110	11,34	
	P _{E-2}	395,28	395,28	282,62	282,62	156,33	0,03	0,08	0,159	16,47		0,03	0,08	0,159	16,47	
	P _{E-3}	395,28	395,28	282,62	282,62	156,33	0,03	0,08	0,159	16,47		0,03	0,08	0,159	16,47	
	P _{D-4}	77,32	108,39	55,28	77,50	151,36	0,03	0,04	0,064	6,62		0,03	0,06	0,110	11,34	
	P _{C-4}	77,32	108,39	55,28	77,50	160,46	0,04	0,04	0,055	5,67		0,04	0,06	0,099	10,29	
	P _{B-4}	77,32	108,39	55,28	77,50	152,30	0,03	0,04	0,064	6,62		0,03	0,06	0,110	11,34	
Pilar Central	P _{B-3}	185,71	185,71	132,78	132,78	256,17	0,08	0,10	0,159	11,71	3φ16 por face (As=12,06 cm2)	0,08	0,10	0,159	11,71	
	P _{B-2}	185,71	185,71	132,78	132,78	256,17	0,08	0,10	0,159	11,71		0,08	0,10	0,159	11,71	
	P _{C-3}	185,71	185,71	132,78	132,78	271,95	0,08	0,10	0,159	11,71		0,08	0,10	0,159	11,71	
	P _{C-2}	185,71	185,71	132,78	132,78	271,95	0,08	0,10	0,159	11,71		0,08	0,10	0,159	11,71	
	P _{D-3}	185,71	185,71	132,78	132,78	270,79	0,08	0,10	0,159	11,71		0,08	0,10	0,159	11,71	
	P _{D-2}	185,71	185,71	132,78	132,78	270,79	0,08	0,10	0,159	11,71		0,08	0,10	0,159	11,71	

Tabela 8 - Verificação de segurança dos pilares quando sujeitos a combinação de 100% das forças sísmicas em Y com sinal negativo com 30% das forças sísmicas em X com sinal positivo

Cargas Permanentes + (0,3Fx2+1,0Fy1)															
			Faxial	M _x	M _y	Ned/Nrd	a	v	Wx	Wy	Ux	Uy	MedXmáx	MedYmáx	
Pilar Canto	P _{A-4}	Base	145,65	-211,36	58,26	0,02	1,00	0,03	0,17	0,17	0,084	0,084	210,80	210,80	1,28
		Topo	127,25	49,50	-25,96	0,02	1,00	0,03	0,17	0,17	0,084	0,084	210,80	210,80	0,36
	P _{A-1}	Base	637,04	-222,70	77,57	0,10	1,00	0,13	0,17	0,17	0,123	0,123	306,70	306,70	0,98
		Topo	618,64	72,17	-28,14	0,10	1,00	0,12	0,17	0,17	0,119	0,119	297,97	297,97	0,34
	P _{E-4}	Base	13,33	-236,80	46,62	0,00	1,00	0,00	0,17	0,17	0,072	0,072	180,92	180,92	1,57
		Topo	-5,07	51,80	-2,67	0,00	1,00	0,00	0,17	0,17	0,072	0,072	180,92	180,92	0,30
	P _{E-1}	Base	502,81	-248,22	66,73	0,08	1,00	0,10	0,17	0,17	0,112	0,112	280,50	280,50	1,12
		Topo	484,41	74,65	-6,45	0,08	1,00	0,10	0,17	0,17	0,112	0,112	280,50	280,50	0,29
	P _{A-3}	Base	237,73	-20,48	-446,82	0,04	1,00	0,05	0,16	0,16	0,088	0,088	297,88	119,15	1,67
		Topo	261,85	13,11	131,28	0,05	1,00	0,06	0,16	0,16	0,092	0,092	311,37	124,55	0,53
Pilar Lateral	P _{A-2}	Base	685,62	-22,55	-453,45	0,12	1,00	0,15	0,16	0,16	0,126	0,126	424,21	169,69	1,20
		Topo	578,00	13,03	118,84	0,10	1,00	0,13	0,16	0,16	0,119	0,119	400,66	160,26	0,38
	P _{B-1}	Base	551,14	-73,19	143,49	0,09	1,00	0,12	0,16	0,16	0,115	0,115	155,55	388,88	0,84
		Topo	534,59	35,62	-33,97	0,09	1,00	0,12	0,16	0,16	0,115	0,115	155,55	388,88	0,32
	P _{C-1}	Base	539,10	-66,57	141,59	0,09	1,00	0,12	0,16	0,16	0,115	0,115	155,55	388,88	0,79
		Topo	522,54	33,41	-34,33	0,09	1,00	0,12	0,16	0,16	0,115	0,115	155,55	388,88	0,30
	P _{D-1}	Base	553,44	-77,16	143,98	0,10	1,00	0,12	0,16	0,16	0,115	0,115	155,55	388,88	0,87
		Topo	536,89	36,56	-34,95	0,09	1,00	0,12	0,16	0,16	0,115	0,115	155,55	388,88	0,32
	P _{E-2}	Base	439,98	-12,81	-490,45	0,08	1,00	0,10	0,16	0,16	0,108	0,108	365,32	146,13	1,43
		Topo	423,43	-6,28	126,78	0,07	1,00	0,09	0,16	0,16	0,104	0,104	351,84	140,73	0,40
	P _{E-3}	Base	429,42	-10,58	-490,56	0,07	1,00	0,10	0,16	0,16	0,108	0,108	365,32	146,13	1,42
		Topo	412,86	-6,84	126,98	0,07	1,00	0,09	0,16	0,16	0,104	0,104	351,84	140,73	0,41
	P _{D-4}	Base	361,52	-64,63	108,40	0,06	1,00	0,08	0,16	0,16	0,100	0,100	135,34	338,35	0,80
		Topo	344,96	11,51	-29,19	0,06	1,00	0,08	0,16	0,16	0,100	0,100	135,34	338,35	0,17
	P _{C-4}	Base	382,10	-53,85	110,81	0,07	1,00	0,08	0,16	0,16	0,100	0,100	135,34	338,35	0,73
		Topo	365,54	7,97	-29,88	0,06	1,00	0,08	0,16	0,16	0,100	0,100	135,34	338,35	0,15
	P _{B-4}	Base	369,93	-60,72	108,61	0,06	1,00	0,08	0,16	0,16	0,100	0,100	135,34	338,35	0,77
		Topo	353,38	10,66	-29,63	0,06	1,00	0,08	0,16	0,16	0,100	0,100	135,34	338,35	0,17
Pilar Central	P _{B-3}	Base	588,73	-92,98	25,88	0,14	1,03	0,18	0,16	0,16	0,136	0,136	174,29	174,29	0,66
		Topo	576,95	45,91	-16,11	0,14	1,03	0,18	0,16	0,16	0,136	0,136	174,29	174,29	0,34
	P _{B-2}	Base	583,53	-91,67	28,41	0,14	1,03	0,18	0,16	0,16	0,136	0,136	174,29	174,29	0,67
		Topo	571,75	43,30	-16,73	0,14	1,03	0,18	0,16	0,16	0,136	0,136	174,29	174,29	0,33
	P _{C-3}	Base	639,13	-83,34	23,37	0,15	1,03	0,20	0,16	0,16	0,143	0,143	183,22	183,22	0,56
		Topo	627,35	40,59	-10,78	0,15	1,03	0,20	0,16	0,16	0,143	0,143	183,22	183,22	0,27
	P _{C-2}	Base	630,46	-82,88	25,76	0,15	1,03	0,20	0,16	0,16	0,143	0,143	183,22	183,22	0,57
		Topo	618,69	39,67	-11,73	0,15	1,03	0,19	0,16	0,16	0,140	0,140	178,75	178,75	0,27
	P _{D-3}	Base	639,98	-98,06	23,62	0,15	1,03	0,20	0,16	0,16	0,143	0,143	183,22	183,22	0,65
		Topo	628,21	47,25	-11,57	0,15	1,03	0,20	0,16	0,16	0,143	0,143	183,22	183,22	0,31
	P _{D-2}	Base	630,73	-97,65	26,38	0,15	1,03	0,20	0,16	0,16	0,143	0,143	183,22	183,22	0,66
		Topo	618,95	46,42	-12,71	0,15	1,03	0,19	0,16	0,16	0,140	0,140	178,75	178,75	0,32

Tabela 9 - Dimensionamento das armaduras transversais dos pilares na estrutura com média ductilidade

			F _{axial}	F _{máximo}	v	w	U	M _{rd}	M cálculo	V _{cálculo}	Ró	cotg Teta	z	Asw (cm²/por metro)	Armadura	
Pilar Canto	P _{A-4}	Base	484,427	637,04	0,127	0,175	0,123615	309,04	339,94	226,63	1,608%	1,00	0,410	12,70	φ8 //0,15 4 ramos (As=13,40 cm2)	
		Topo	459,59													
	P _{A-1}	Base	484,427	637,04	0,127	0,175	0,123615	309,04	339,94							φ8 //0,125 4 ramos na zona Lcr (As=16,08 cm2)
		Topo	459,59													
	P _{E-4}	Base	485,214	635,96	0,127	0,175	0,123615	309,04	339,94							
		Topo	460,377													
P _{E-1}	Base	485,214	635,96	0,127	0,175	0,123615	309,04	339,94								
	Topo	460,377														
Pilar Lateral	P _{A-3}	Base	635,902	685,62	0,152	0,160273	0,12651	426,97	469,67	318,29	1,452%	1,00	0,635	11,52	φ10 //0,20 4 ramos (As=15,72 cm2)	
		Topo	579,543													
	P _{A-2}	Base	635,902	685,62	0,152	0,160273	0,12651	426,97	469,67							
		Topo	579,543													
	P _{B-1}	Base	709,74	709,74	0,158	0,160273	0,128604	434,04	477,44							
		Topo	687,387													
	P _{C-1}	Base	713,107	713,11	0,158	0,160273	0,128604	434,04	477,44							
		Topo	690,754													
	P _{D-1}	Base	710,606	710,61	0,158	0,160273	0,128604	434,04	477,44							
		Topo	688,253													
	P _{E-2}	Base	710,731	710,73	0,158	0,15544	0,126657	170,99	188,09	125,39	1,452%	1,00	0,230	12,52	φ10 //0,10 4 ramos na zona Lcr(As=31,44 cm2)	
		Topo	688,378													
P _{E-3}	Base	710,731	710,73	0,158	0,15544	0,126657	170,99	188,09								
	Topo	688,378														
P _{D-4}	Base	710,606	710,61	0,158	0,15544	0,126657	170,99	188,09								
	Topo	688,253														
P _{C-4}	Base	713,107	713,11	0,158	0,15544	0,126657	170,99	188,09								
	Topo	690,754														
P _{B-4}	Base	709,74	709,74	0,158	0,15544	0,126657	170,99	188,09								
	Topo	687,387														
Pilar Central	P _{B-3}	Base	929,304	929,30	0,290	0,164	0,1668	213,53	234,88	172,13	1,508%	1,00	0,320	12,36	φ8 //0,15 4 ramos (As=13,40 cm2)	
		Topo	913,409													
	P _{B-2}	Base	929,304	929,30	0,290	0,164	0,1668	213,53	234,88							φ8 //0,125 4 ramos na zona Lcr (As=16,08 cm2)
		Topo	913,409													
	P _{C-3}	Base	1039,138	1039,14	0,325	0,164	0,1834	234,72	258,20							
		Topo	1023,243													
P _{C-2}	Base	1039,138	1039,14	0,325	0,164	0,1834	234,72	258,20								
	Topo	1023,243														
P _{D-3}	Base	1037,958	1037,96	0,324	0,164	0,1834	234,72	258,20								
	Topo	1022,063														
P _{D-2}	Base	1037,958	1037,96	0,324	0,164	0,1834	234,72	258,20								
	Topo	1022,063														

Tabela 10 - Dimensionamento das armaduras transversais nas vigas na estrutura com média ductilidade

			Fcálculo	Vcálculo	Ró	cotg Teta	z	Asw (cm²/por metro)	Armadura
Direção X	V _{4-AB}	Esq.	142,34	142,34	1,767%	1	0,365	8,960	$\phi 8 // 0,10$ 4 ramos (As=20,12 cm²/m) no lcr=0,45m
		Dir.	142,34						
	V _{4-BC}	Esq.	142,34						
		Dir.	142,34						
	V _{4-CD}	Esq.	142,34						
		Dir.	142,34						
	V _{4-DE}	Esq.	142,34						
		Dir.	142,34						
	V _{3-AB}	Esq.	64,07						
		Dir.	80,59						
	V _{3-BC}	Esq.	80,59						
		Dir.	80,59						
	V _{3-CD}	Esq.	80,59						
		Dir.	80,59						
	V _{3-DE}	Esq.	80,59						
		Dir.	80,59						
	V _{2-AB}	Esq.	64,07		1,767%	1	0,365	8,960	$\phi 8 // 0,20$ 4 ramos (As=10,04 cm²/m)
		Dir.	80,59						
	V _{2-BC}	Esq.	80,59						
		Dir.	80,59						
	V _{2-CD}	Esq.	80,59						
		Dir.	80,59						
	V _{2-DE}	Esq.	80,59						
		Dir.	80,59						
	V _{1-AB}	Esq.	142,34						
		Dir.	142,34						
	V _{1-BC}	Esq.	142,34						
		Dir.	142,34						
	V _{1-CD}	Esq.	142,34						
		Dir.	142,34						
	V _{1-DE}	Esq.	142,34						
		Dir.	142,34						
Direção Y	V _{A-34}	Esq.	142,34	81,27	0,849%	1	0,275	6,787	$\phi 8 // 0,075$ 2 ramos (As=13,40 cm²/m) no lcr=0,35m
		Dir.	20,67						
	V _{A-23}	Esq.	20,67						
		Dir.	142,34						
	V _{A-12}	Esq.	142,34						
		Dir.	142,34						
	V _{B-34}	Esq.	80,59						
		Dir.	81,27						
	V _{B-23}	Esq.	81,27						
		Dir.	80,59						
	V _{B-12}	Esq.	80,59						
		Dir.	80,59						
	V _{C-34}	Esq.	80,59						
		Dir.	80,59						
	V _{C-23}	Esq.	80,59						
		Dir.	80,59						
	V _{C-12}	Esq.	80,59						
		Dir.	80,59						
	V _{D-34}	Esq.	80,59		0,849%	1	0,275	6,787	$\phi 8 // 0,125$ 2 ramos (As=8,04 cm²/m)
		Dir.	80,59						
	V _{D-23}	Esq.	80,59						
		Dir.	80,59						
	V _{D-12}	Esq.	80,59						
		Dir.	80,59						
	V _{E-34}	Esq.	142,34						
		Dir.	142,34						
	V _{E-23}	Esq.	142,34						
		Dir.	142,34						
	V _{E-12}	Esq.	142,34						
		Dir.	142,34						
	V _{ESCALADA}	Esq.	124,49						
		Dir.	124,49						

